



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+9 plus deux entresols en béton armé à usage d'habitation et commercial

Présenté par :

Mr. Ali MEDBOUA

Mr. Hocine TAKHEDMIT

Encadré par :

Mr. Lounis GUECHARI

Les membres du Jury

Mr N.CHELOUAH : Président

Mme H.CHIKH AMER : Examinatrice

Promotion 2020/2021

Remerciements

Nous tenons à remercier avant tout, nos chers parents pour leurs soutiens inconditionnel durant tout notre parcours.

Notre gratitude et reconnaissance s'adressent à notre encadreur Mr GUECHEARI Lounis, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin, pour réaliser un travail digne de ce nom.

Ensuite, nous remercions les membres du jury d'avoir accepté d'examiner notre travail et de soulever des critiques pour finaliser le mémoire, ainsi que tous les professeurs qui ont contribué à notre formation à l'université et à enrichir nos connaissances.

Finalement, on remercie vivement tous ceux qui nous ont aidé de prêt ou de loin à la réalisation de ce travail, en particulier BENBALAGH Hamza, TAKHEDMIT Sofiane et FERKANE Kousseila.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux êtres les plus chers pour moi, à mes parents, tous les mots du monde ne sauraient exprimer mon amour, ma profonde gratitude et reconnaissance pour leur éducation, leurs sacrifices et leur soutien infaillibles qui ont fait de moi l'homme que je suis aujourd'hui.

A mes chères sœurs qui ont été toujours là à mes côtés, pour leur soutien inconditionnel.

A mon binôme Hocine Takhedmit, avec qui j'ai une relation amicale et professionnelle fusionnelle qui a influencé fortement à la réussite de ce projet.

A tous mes amis les plus proches.

Ali MEDBOUA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont le plus chers, à mes parents pour absolument tous les sacrifices, les efforts et l'éducation qu'ils m'ont prodigué. A mes chers frères NASSIM et NADIR et à toute ma famille.

A ma très chère épouse YASMINE, pour son amour, son soutien, et sa bienveillance qui ont contribué à mon bonheur et à ma réussite.

A mon binôme Ali Medboua et à sa famille, je lui adresse mes remerciements pour avoir accepté de partager ce travail avec moi et de me supporter tout au long de ce chemin difficile.

A mes amis les plus fidèles : Sofiane, Kousseila, Arezki, Ahmed, Yahia et Yacine.

Hocine TAKHEDMIT

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Symboles et notations

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage.....2

I.2 Données géométriques.....2

I.3 Données géotechniques du site.....2

I.4 Caractéristiques des matériaux utilisés.....2

I.4.1 Béton.....2

I.4.2 Acier.....3

I.5 Règlements et normes utilisés.....3

I.6 Choix du contreventement.....3

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Pré dimensionnement des planchers à corps creux.....4

II.2 Pré dimensionnement des poutrelles.....5

II.3 Pré dimensionnement des dalles pleines.....6

II.4 Pré dimensionnement des voiles.....7

II.5 Pré dimensionnement de l'acrotère8

II.6 Pré dimensionnement des escaliers.....9

II.7 Pré dimensionnement des poutres.....11

II.7.1 Poutres principales.....11

II.7.2 Poutres secondaires.....11

II.8 Pré dimensionnement des poteaux.....12

II.8.1 Evaluation des charges et surcharges.....12

II.8.2	Descente de charges.....	14
II.8.3	Vérifications des poteaux.....	18
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires		
III.1	Calcul des planchers à corps creux.....	21
III.1.1	Calcul des poutrelles.....	21
III.1.2	Calcul de la dalle de compression.....	33
III.2	Calcul des dalles pleines.....	34
III.2.1	Dalle pleine sur 4 appuis.....	34
III.2.2	Dalle pleine sur 3 appuis.....	36
III.2.3	Dalle pleine sur un appui (Palier de repos).....	38
III.2.4	Dalle pleine sur un appui (Balcon).....	39
III.3	Calcul des escaliers.....	41
III.3.1	Chargement sur les escaliers.....	41
III.3.2	Calcul des sollicitations sur les escaliers.....	41
III.3.3	Calcul du ferrailage des escaliers.....	41
III.3.4	Vérifications à l'ELU et à l'ELS des escaliers.....	42
III.3.5	Etude de la poutre palière.....	44
III.4	Etude de la poutre de chaînage.....	46
III.4.1	Dimensionnement de la poutre de chaînage.....	46
III.4.2	Chargement sur la poutre de chaînage.....	47
III.4.3	Calcul du ferrailage pour la poutre de chaînage.....	47
III.4.4	Vérifications à l'ELU et à l'ELS la poutre de chaînage.....	48
III.5	Calcul de l'acrotère.....	49
III.5.1	Calcul du chargement sur l'acrotère.....	49
III.5.2	Calcul du ferrailage de l'acrotère.....	50
III.5.3	Vérifications à l'ELU et à l'ELS de l'acrotère.....	51
III.6	Etude de l'ascenseur.....	52
III.6.1	Etude de dalle au-dessous de l'ascenseur (cas d'une charge répartir).....	52

III.6.2 Etude de dalle au-dessous de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée).....	55
---	----

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1 Actions sismiques.....	58
IV.2 Disposition des voiles.....	61
IV.3 Modes de vibration et taux de participation massique.....	62
IV.4 Analyse du comportement de la structure.....	63
IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis/ des exigences du RPA 99/2003.....	65
IV.5.1 Vérification de l'interaction voiles-portiques.....	65
IV.5.2 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	67
IV.5.3 Justifications vis-à-vis des déformations.....	67
IV.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	68
IV.5.5 Vérification de l'effort normal réduit.....	69

CHAPITRE V : Calcul des éléments principaux

V.1 Etude des poteaux.....	71
V.1.1 Exigences et recommandations du RPA99/200.....	71
V.1.2 Sollicitations dans les poteaux.....	72
V.1.3 Ferrailage des poteaux.....	73
V.1.4 Vérifications des poteaux.....	76
V.2 Etude des poutres.....	78
V.2.1 Exigences et recommandations du RPA99/2003.....	78
V.2.2 Sollicitations dans les poutres.....	79
V.2.3 Ferrailage des poutres.....	80
V.2.4 Vérifications des poutres.....	81
V.3 Etude des voiles.....	85
V.3.1 Exigences et recommandations du RPA99/2003 (article 7.7.4).....	85
V.3.2 Sollicitations maximales des voiles.....	86
V.3.3 Ferrailage des voiles.....	87

CHAPITRE VI : Etude des fondations

VI.1 Caractéristiques du sol.....	89
VI.2 Choix du type de fondations.....	89
VI.2.1 Semelles isolées.....	89
VI.2.2 Semelles filantes.....	89
VI.2.3 Radier général.....	90
VI.3 Etude des nervures.....	96
VI.3.1 Sollicitations des nervures.....	96
VI.3.2 Calcul du ferrailage des nervures.....	99
VI.4 Etude du voile périphérique.....	102
VI.4.1 Dimensionnement et chargement du voile.....	102
VI.4.2 Ferrailage du voile périphérique.....	103
VI.4.3 Vérifications du voile périphérique.....	104
Conclusion générale	108

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Tableau II.1	Caractéristiques géométriques des poutrelles	6
Tableau II.2	dimensionnement des dalles pleines.....	7
Tableau II.3	Dimensions des escaliers à deux volées.....	10
Tableau II.4	Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	12
Tableau II.5	Charge permanente du plancher étages courants.....	12
Tableau II.6	Charge permanente du plancher en dalles pleines.....	13
Tableau II.7	Charge permanente de la volée	13
Tableau II.8	Charge permanente du palier.....	13
Tableau II.9	Charge permanente des murs extérieurs	14
Tableau II.10	Surcharges d'exploitation.....	14
Tableau II.11	Dimensions préliminaires des poteaux	15
Tableau II.12	Loi de dégression.....	16
Tableau II.13	Descente de charges et efforts normaux	18
Tableau II.14	Vérification à la compression des poteaux.....	19
Tableau II.15	Vérification au flambement des poteaux	20
Tableau II.16	Dimensions des poteaux.....	20
Tableau III.1	Les différents types de poutrelles.....	23
Tableau III.2	Charges et surcharges sur les poutrelles.....	24
Tableau III.3	Sollicitations maximales des poutrelles du niveau commercial.....	26
Tableau III.4	Sollicitations maximales des poutrelles des niveaux habitation	26
Tableau III.5	Sollicitations maximales des poutrelles de la terrasse inaccessible	27
Tableau III.6	Sollicitations maximales des poutrelles.....	27
Tableau III.7	Ferraillage des différents types de poutrelles.....	32
Tableau III.8	vérifications à l'ELU des poutrelles	32
Tableau III.9	Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles	33
Tableau III.10	Vérification de la flèche pour les poutrelles	33
Tableau III.11	Schémas de ferraillage des poutrelles.....	33
Tableau III.12	Ferraillage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	35
Tableau III.13	vérification des contraintes de la dalle pleine sur 4 appuis.....	35
Tableau III.14	Ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	37
Tableau III.15	vérification des contraintes de la dalle pleine sur 3 appuis.....	38
Tableau III.16	Ferraillage de la dalle pleine sur 1 appui (palier).....	39
Tableau III.17	vérification des contraintes de la dalle pleine sur 1 appui (palier).....	39

Tableau III.18 Ferrailage de la dalle pleine sur 1 appui (balcon)	40
Tableau III.19 vérification des contraintes de la dalle pleine sur 1 appui (balcon)	40
Tableau III.19 Sollicitations maximales sur les escaliers	41
Tableau III.20 Ferrailage des escaliers	42
Tableau III.21 vérification des contraintes pour les escaliers	42
Tableau III.22 vérification de la flèche pour les escaliers	43
Tableau III.23 vérification de la flèche pour le palier en console	43
Tableau III.24 Ferrailage de la poutre palière	44
Tableau III.25 vérification des contraintes pour la poutre palière	46
Tableau III.26 Ferrailage de la poutre de chaînage	47
Tableau III.27 vérification des contraintes pour la poutre de chaînage	48
Tableau III.28 Combinaisons d'actions de l'acrotère	50
Tableau III.29 Ferrailage de l'acrotère	50
Tableau III.30 vérification des contraintes pour l'acrotère	51
Tableau III.31 Calcul des sollicitations à l'ELU pour la dalle au-dessous de l'ascenseur	52
Tableau III.32 Ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	53
Tableau III.33 Calcul des sollicitations à l'ELS pour la dalle au-dessous de l'ascenseur	54
Tableau III.34 Vérification des contraintes pour la dalle au-dessous de l'ascenseur	54
Tableau III.35 Sollicitations sous le poids propre	55
Tableau III.36 Ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur	55
Tableau III.37 Sollicitations pour la vérification des contraintes	56
Tableau III.38 vérification des contraintes pour la dalle au-dessus de l'ascenseur	57
Tableau IV.1 Observation des pénalités P_q	59
Tableau IV.3 périodes de vibrations et taux de participation massique de la structure	63
Tableau IV.4 vérification de l'interaction sous charges verticales	65
Tableau IV.5 vérification de l'interaction sous charges horizontales selon le sens xx	66
Tableau IV.6 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon le sens yy	66
Tableau IV.7 Vérification de l'effort tranchant à la base	67
Tableau IV.8 Vérification de l'effort tranchant à la base après amplification	67
Tableau IV.9 Vérification des déplacements dans le sens xx	68
Tableau IV.10 Vérification des déplacements dans le sens yy	68
Tableau IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	69
Tableau IV.12 Vérification de l'effort normal réduit	70

Liste des tableaux

Tableau V.1 Sections d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	72
Tableau V.2 Sollicitations maximales dans les poteaux.....	72
Tableau V.3 Armatures longitudinales des poteaux.....	75
Tableau V.4 Contraintes de cisaillement dans les poteaux.....	76
Tableau V.5 Armatures transversales des poteaux.....	76
Tableau V.6 Vérification de l'effort normal ultime	77
Tableau V.7 Vérification des contraintes de compression du béton	77
Tableau V.8 Dimensions de la zone nodale.....	78
Tableau V.9 Sections maximales et minimales des armatures longitudinales des poutres	79
Tableau V.10 Sollicitations maximales dans les poutres.....	79
Tableau V.11 Armatures longitudinales des poutres.....	80
Tableau V.12 Contraintes de cisaillement dans les poutres.....	80
Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	81
Tableau V.14 Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres	81
Tableau V.15 Vérification de la condition (1) de la flèche	82
Tableau V.16 Vérification de la condition (2) de la flèche	82
Tableau V.17 Moments résistants dans les poteaux.....	83
Tableau V.18 Moments résistants dans les poutres.....	83
Tableau V.19 Vérification de la zone nodale dans le sens principal.....	83
Tableau V.20 Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire.....	83
Tableau V.21 Sollicitations maximales dans les voiles.....	86
Tableau V.22 Ferrailage des voiles Entresol 02 – étage 01	88
Tableau V.23 Ferrailage des voiles étage 02 – étage 05	89
Tableau V.24 Ferrailage des voiles étage 06 – étage 09	89
Tableau VI.1 ferrailage du radier	96
Tableau VI.2 vérification des contraintes du béton pour le radier	96
Tableau VI.5 Chargement sur les nervures selon le sens xx	99
Tableau VI.6 Chargement sur les nervures selon le sens yy	99
Tableau VI.7 sollicitations des nervures à l' <i>ELU</i> selon le sens xx	100
Tableau VI.8 sollicitations des nervures à l' <i>ELU</i> selon le sens yy	100
Tableau VI.9 sollicitations des nervures à l' <i>ELS</i> selon le sens xx	101
Tableau VI.10 sollicitations des nervures à l' <i>ELS</i> selon le sens yy	101
Tableau VI.11 Ferrailage des nervures.....	102

Liste des tableaux

Tableau VI.12	Vérification des contraintes du béton pour la nervure	102
Tableau VI.13	Vérification des contraintes du béton pour la nervure	102
Tableau VI.14	Ferraillage des nervures à l'ELS selon le sens yy	103
Tableau VI.15	ferraillage du voile périphérie.....	105
Tableau VI.16	vérification des contraintes du béton pour le voile périphérique.....	106
Tableau VI.17	Vérification des contraintes de l'acier pour le voile périphérique.....	107
Tableau VI.18	Ferraillage du r voile périphérique à l'ELS.....	107

Liste des figures

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux	4
Figure II.3 Coupe transversale d'une poutrelle.....	6
Figure II.4 Disposition des dalles pleines.....	6
Figure II.8 Schéma du voile.....	8
Figure II.9 Schéma de l'acrotère.....	8
Figure II.10 Schéma des escaliers	9
Figure II.11 Schéma des escaliers à deux volées	9
Figure II.13 coupe transversale d'une poutre.....	11
Figure II.14 Surface afférente du poteau C3.....	15
Figure III.1 Moments d'une poutre à deux travées	21
Figure III.2 Moments d'une poutre à plus de deux travées	21
Figure III.3 Effort tranchant d'une poutre à deux travées	22
Figure III.4 Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	22
Figure III.5 Poutrelle T ₂	24
Figure III.6 Poutrelle T ₄	25
Figure III.7 dalle pleine sur 4 appuis.....	34
Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	36
Figure III.9 dalle pleine sur 3 appuis.....	36
Figure III.10 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	38
Figure III.10 Dalle pleine sur 1 appui	38
Figure III.11 Schéma ferrailage de la Dalle pleine sur 1 appui (palier)	39
Figure III.12 Dalle pleine sur 1 appui	40
Figure III.13 Schéma ferrailage de la Dalle pleine sur 1 appui (balcon).....	41
Figure III.14 Chargement sur les escaliers	41
Figure III.15 Schéma de ferrailage des escaliers	43
Figure III.16 Schéma de la poutre palière.....	44
Figure III.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière	46
Figure III.18 Charges reprises par la poutre chaînage	47
Figure III.19 Charges transmises par la dalle pleine	47
Figure III.20 Charges reprises par l'acrotère	49
Figure III.21 Schéma de ferrailage de l'acrotère	51
Figure III.22 Schéma de la cage d'ascenseur.....	52
Figure III.23 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	54

Figure III.24 Schéma de la surface d'impact de l'ascenseur	55
Figure III.25 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur	57
Figure IV.1 Spectre de réponse.....	61
Figure IV.2 Disposition des voiles	61
Figure IV.3 Vue en 3D de la structure sur <i>ETABS V18</i>	62
Figure IV.4 1 ^{er} mode de vibration selon le sens <i>xx</i>	63
Figure IV.5 2 ^{ème} mode de vibration selon le sens <i>yy</i>	64
Figure IV.6 3 ^{ème} mode de vibration selon le sens <i>zz</i>	64
Figure V.1 Zone nodale	71
Figure V.2 Schéma de ferrailage des poteaux des entresols.....	78
Figure V.3 Vérification de la zone nodale.....	82
Figure V.4 Schéma de ferrailage de la poutre principale 30 × 50	84
Figure V.5 Schéma de ferrailage du voile <i>Vx1</i> de l'entresol 02.....	88
Figure VI.1 Schéma de la semelle filante la plus sollicitée	92
Figure VI.2 Panneau de dalle le plus sollicité.....	95
Figure VI.3 Ferrailage du radier.....	97
Figure VI.4 Lignes de rupture du radier	98
Figure VI.5 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens <i>xx</i>	99
Figure VI.6 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens <i>yy</i>	99
Figure VI.6 Schéma d'une nervure	101
Figure VI.7 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens <i>xx</i>	103
Figure VI.8 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens <i>yy</i>	104
Figure VI.9 Répartition des contraintes sur le voile périphérique	105
Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	107

Symboles et notations

Symboles et notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'acier comprimée et section d'acier à l' <i>ELS</i>
A_t	Section d'armatures transversales
A	Coefficient d'accélération de la zone
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite
b	Largeur
C	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
E_i	Module de Young instantané
E_v	Module de Young différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier
<i>ELU</i>	Etat limite ultime
<i>ELS</i>	Etat limite de service
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de 28 jours
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de 28 jours
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{bu}	Contrainte de compression de béton
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtements
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes
f_{pi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitation
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes
Δ_f	Flèche totale
Δ_{adm}	Flèche admissible
G	Charges permanentes
Q	Charges d'exploitations / facteur de qualité
H	Hauteur
h_t	Hauteur totale du plancher corps creux
h_{cc}	Hauteur du corps creux
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression
h_e	Hauteur libre d'étage
h_r	Hauteur de la dalle du radier
I	Moment d'inertie
L	Portée d'un élément quelconque
L_x	Longueur entre nus de deux poutrelles
L_y	Longueur entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles
M_a	Moment en appuis
M_t	Moment en travée

M_0	Moment isostatique
N	Effort normal
n	Nombre de marches / coefficient d'équivalence acier-béton
R	Coefficient de comportement global
S	Section d'un élément quelconque
S_{rad}	Surface du radier
S_t	Espacement des armatures
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du sol
V	Effort tranchant
W	Poids total de la structure
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_{adm}	Contrainte admissible
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier
τ	Contrainte de cisaillement
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
C_T	Coefficient dépendant du système de contreventement
β	Coefficient de pondération
ν	Coefficient de poisson
φ	Angle de frottement du sol

Introduction générale

Introduction

Le domaine de la construction et du Génie Civil de façon générale est un domaine fascinant qui ne cesse de se développer. C'est l'un des piliers qui assurent une bonne infrastructure d'un pays. Au cours des années, la construction et les matériaux utilisés ainsi que les règlements ont connus des changements et des innovations remarquables.

En Algérie, la construction a pris une autre tournure après le fameux séisme de BOUMERDES qui a engendré des dégâts humains et matériels importants. De ce fait le règlement parasismique Algérien a connu des modifications et des améliorations pour mieux répondre aux exigences et à la sécurité vis-à-vis des actions sismiques.

L'objet du présent travail est l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et de commerce avec deux entres-sols, un RDC et 9 étages qui doit parfaitement répondre aux exigences de la loi et la réglementation notamment la sécurité et la stabilité mais aussi l'économie. La structure doit être le plus possible résistante et le moins possible chère.

Le principal travail à faire est de réaliser une ossature solide qui contient des portiques en béton armé et des voiles disposés de telle sorte à avoir un bon comportement vis-à-vis du séisme à l'aide de différents outils (règlements, logiciels....etc).

Les démarches à suivre dans la présente étude sont sous citées :

- Le premier chapitre sera dédié pour une présentation générale de la structure : la situation géographique, les données géométriques et géotechniques ainsi que le choix des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre se portera sur un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (planchers, escaliers, poteaux, poutresetc).
- Le troisième chapitre consiste à calculer et à ferrailer les éléments non structuraux (planchers, escaliers, dalles pleines....etc).
- Le quatrième chapitre représente l'étude dynamique de la structure, la détermination des actions sismiques et les caractéristiques propres du bâtiment à l'aide du logiciel de calcul **ETABS V18**.
- Le cinquième chapitre porte sur le ferrailage les éléments structuraux : poteaux, poutres et voiles à partir des résultats obtenus par le logiciel **ETABS V18**.
- Le dernier chapitre sera consacré pour l'étude, le choix, le dimensionnement et le ferrailage des fondations.

Chapitre I

Généralités

Introduction

L'étude génie civil d'un bâtiment contient plusieurs étapes de conception et de calculs, mais avant d'entamer ces dernières, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques géométriques et géotechniques de la structure ainsi les matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet est un bâtiment en R+9 avec deux entresols à usage multiple, implanté à la commune d'Akbou (lieu dit : cité BOUKTIT) Wilaya de Bejaia qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA99/version2003**. Cet ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne).

- Le premier entresol est composé de plusieurs locaux à usage commercial.
- Le deuxième entresol est un parking.
- Le RDC et les 09 étages sont à usage d'habitation.

I.2 Données géométriques

- Longueur en plan $Lx = 27,40 \text{ m}$.
- Largeur en plan..... $Ly = 20,70 \text{ m}$.
- Hauteur totale du bâtiment..... $H = 33,66 \text{ m}$.
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère..... $Ht = 34,66 \text{ m}$.
- Hauteur du premier entresol $Hes1 = 3,06 \text{ m}$.
- Hauteur du deuxième entresol..... $Hes2 = 3,96 \text{ m}$.
- Hauteur RDC et étages courants..... $H_{RDC+étg} = 3,06 \text{ m}$.

I.3 Données géotechniques du site

D'après la conclusion du rapport de sol :

- Le terrain étudié est classé comme étant un sol meuble de catégorie **S3**.
- La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 1,75 \text{ bars}$.
- L'ancrage minimal des fondations : **D=2 m**.

I.4 Caractéristiques des matériaux utilisés

I.4.1 Béton

Le béton utilisé est un béton ordinaire dosé à 350 Kg/m^3 composé de :

- 350 Kg/m^3 de Ciment portland artificiel (**CPA325**).
- 750 Kg/m^3 de sable.
- 1150 Kg/m^3 de gravier.
- 175 L/m^3 d'eau de gâchage.

Résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours (d'après le **BAEL 91/99**):

- A la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- A la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Le module d'élasticité du béton est de : $E = 3,2 \times 10^7 \text{ KN/m}$.

I.4.2 Acier

L'acier utilisé pour les armatures transversales et longitudinales est de haute adhérence et de caractéristiques suivantes :

- $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- $\gamma_s = 1,15$ (situation courante).
- $\gamma_s = 1,1$ (situation accidentelle).

I.5 Règlements et normes utilisés

Les règlements sont la base fondamentale de chaque étude génie civil, les plus importants sont :

- Règlement parasismique Algérien : **RPA 99/version 2003**.
- Code du béton armé : **CBA 93**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation : **DTR BC 2.2**.
- Béton armé aux états limites : **BAEL 91/version 99**.
- Règlement de calcul des fondations superficielles : **DTR BC 2.331**.

I.6 Choix du contreventement

Les charges horizontales sont reprises par les portiques auto stables, mais au delà d'une hauteur de 14m en zone **IIa** le **RPA99/version2003** exige d'introduire des voiles, donc il est nécessaire d'adopter un contreventement mixte portiques-voiles.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Le présent chapitre consiste à effectuer un pré dimensionnement pour tous les éléments secondaires et principaux, de telle sorte que ces derniers puissent reprendre correctement et en toute sécurité les actions et les sollicitations auxquelles ils sont soumis, conformément aux règlements déjà cités tel que : *BAEL91/version 99*, *RPA99/version2003* et le *CBA93*.

II.1 Pré dimensionnement des planchers à corps creux

Les planchers assurent plusieurs fonctions à savoir : la séparation entre les niveaux, l'isolation phonique et thermique, la transmission des charges qui leurs sont appliquées aux portiques (poutres, poteaux). Pour la structures étudiée, deux types de plancher sont utilisé :

- Plancher à corps creux constitué principalement de : corps creux, poutrelles, treillis soudé et d'une dalle de compression.
- Planchers en dalles pleines.

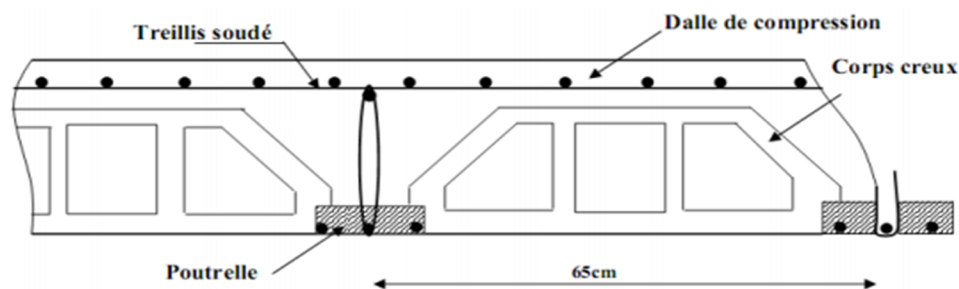


Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

Avant d'effectuer le pré dimensionnement des plancher, il est nécessaire de choisir une disposition des poutrelles qui se fait selon deux critères :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité.

Après l'analyse des plans architecturaux et suite aux critères exigés une disposition est adoptée et représentée dans la figure ci-dessous.

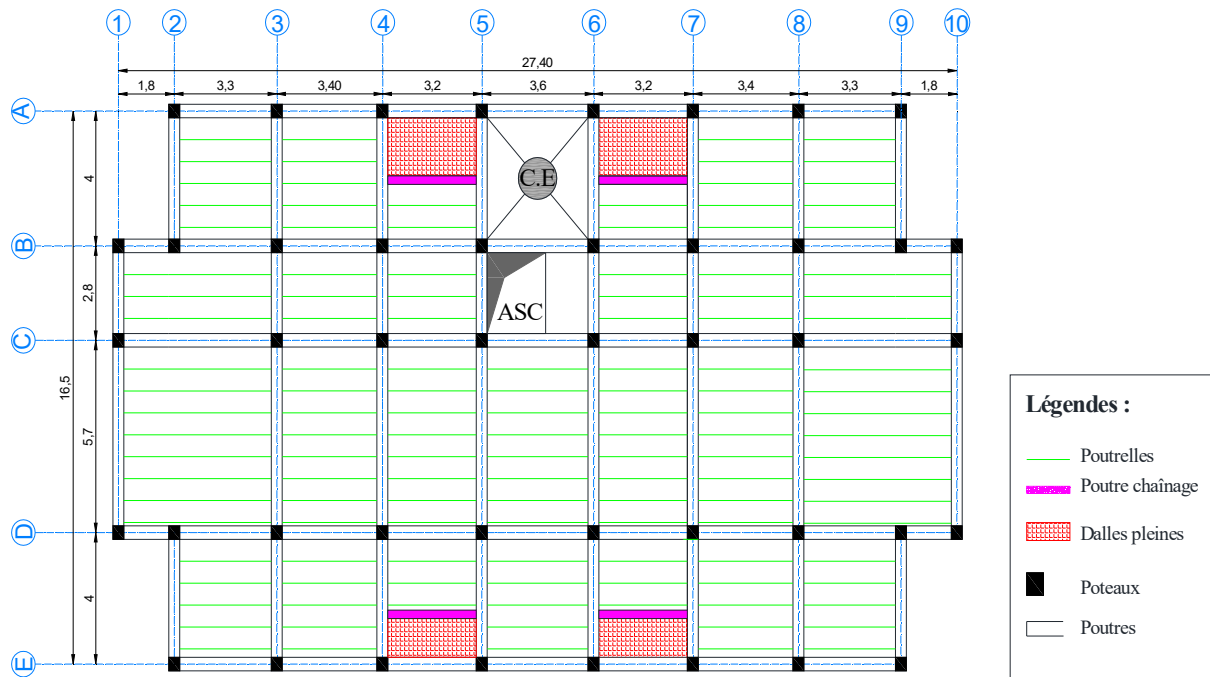


Figure II.2 : schéma de disposition des poutrelles.

La hauteur totale du plancher se calcule selon la formule donnée par le **CBA 93** :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec : L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis selon le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}; h_t \geq 21,33 \text{ cm}.$$

Ce qui implique un plancher de **24 cm (20+4)** d'hourdis de 20 cm et une dalle de compression de 4 cm.

II.2 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont généralement des éléments préfabriqués en béton armé, mais pour les ouvrage de grande importance, il est préférable de les fabriquer durant la réalisation du plancher, principalement les poutrelles assurent la transmission des charges verticales issues du plancher aux poutres.

Les caractéristiques géométriques sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Description	Valeur (cm)
Hauteur totale du plancher (h_t)	24
Hauteur de la dalle de compression (h_0)	4
Largeur (b_0)	10
Distance entre nus de deux poutrelles (L_x)	$b-b_0 = 65$
Longueur minimale selon la disposition des poutrelles (L_y)	$320-30 = 290$

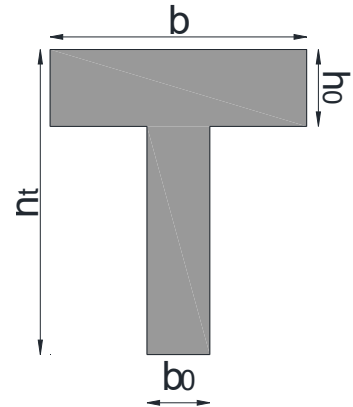


Tableau II.1 Caractéristiques géométriques des poutrelles

Figure II.3 Coupe transversale d'une poutrelle

La largeur efficace de la table de compression est obtenue à partir de la formule du **CBA93** qui est la suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Soit une largeur de $b = 60$ cm.

II.3 Pré dimensionnement des dalles pleines

Les dalles pleines en béton armé se calculent selon deux conditions :

- Condition de la résistance en fonction du nombre d'appuis sur les quelles la dalle se repose.
- Condition de résistance au feu.

La figure ci-dessous représente la disposition des planchers en dalles pleines :

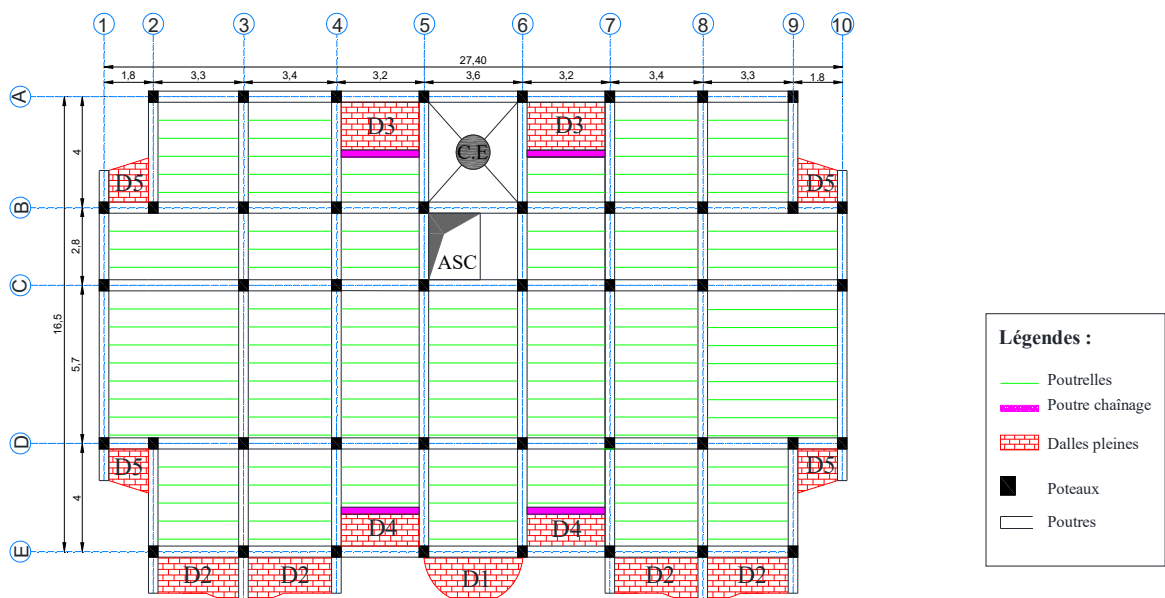


Figure II.4 Disposition des dalles pleines

Le dimensionnement se fait pour les panneaux de dalle les plus défavorables (les panneaux ayant moins d'appuis et plus de surface).

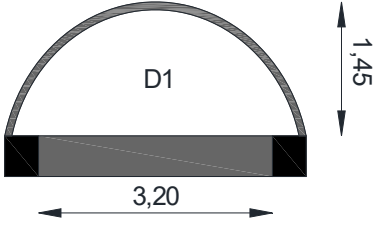
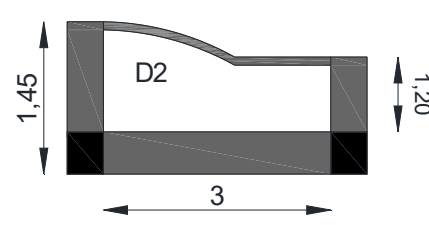
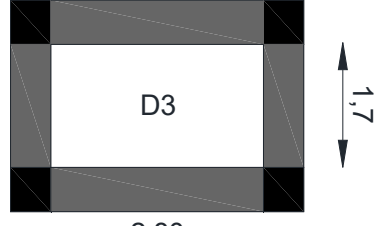
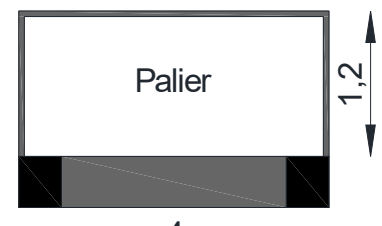
Dalle pleine sur un appui	Dalle pleine sur trois appuis
 <p>$e = \frac{lx}{20}$; $e = 7,25 \text{ cm}$</p>	 <p>$\rho = \frac{lx}{ly} = 0,483 > 0,4$; $\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40}$ $e = 3,5 \text{ cm}$</p>
Dalle pleine sur quatre appuis	Palier de repos (sur un appui)
 <p>$\rho = \frac{lx}{ly} = 0,607 > 0,4$; $\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40}$ $e = 4 \text{ cm}$</p>	 <p>$e = \frac{lx}{20}$; $e = 6 \text{ cm}$</p>

Tableau II.2 dimensionnement des dalles pleines

Avec : e : épaisseur de la dalle ; L_x : la petite portée ; L_y : la grande portée.

Les épaisseurs obtenues à partir de la condition de résistance sans être très faibles, donc il est plus judicieux de tenir compte du critère de coupe-feu avec :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Finalement une épaisseur de $e = 12 \text{ cm}$ est choisie pour tous les panneaux de dalles pleines.

II.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé qui assurent d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) aux fondations, mais aussi la reprise des charges horizontales

(séismes) qui est la fonction la plus importante des voiles de contreventement vu leurs grande inertie sur le plan horizontale. On trouve également des voiles de soutènement.

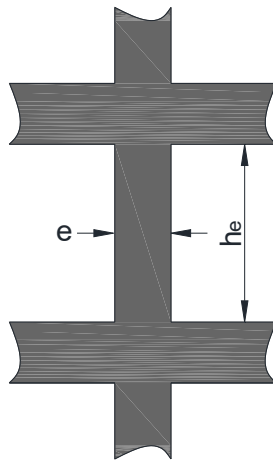


Figure II.8 Schéma du voile

Le pré dimensionnement se fait en suivant des formules empiriques données pas le

RPA 99/version 2003 :

- $e \geq \frac{he}{20}$; $e \geq 15$; $L \geq 4 \times e$.

Avec : h_e la hauteur libre d'étage

- L'entre sol 2 : $h_e = 396 - 24 = 372$ cm.
- Le reste des niveaux : $h_e = 306 - 24 = 282$ cm.

Finalement :

- Pour l'entre sol 2 : l'épaisseur : $e \geq 20$ cm et la largeur : $L \geq 80$ cm.
- Pour les autres niveaux : l'épaisseur : $e \geq 15$ cm et la largeur : $L \geq 60$ cm.

II.5 Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé situé à la périphérie du plancher de la terrasse inaccessible, il est conçu pour protéger l'étanchéité de l'infiltration des eaux pluviales.

Généralement, l'acrotère admet des dimensions standards comme montré dans le schéma ci-dessous.

La surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

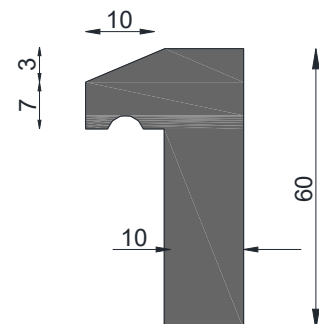


Figure II.9 Schéma de l'acrotère

II.6 Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers ont pour rôle d'assurer le passage d'un niveau à un autre et n'assurent aucune fonction de résistance, elles sont réalisées en béton armé.

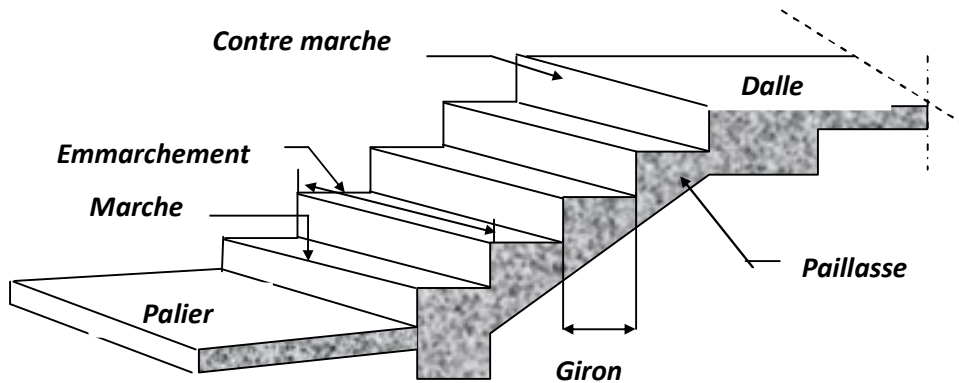


Figure II.10 Schéma des escaliers

Les différents éléments constituant les escaliers :

- Epaisseur du palier de repos et de la volée : **(e)** ; Hauteur de la contre marche : **(h)**.
- Longueur total de l'escalier : **(L)** ; L'inclinaison de la paillasse : **(α)**.
- Giron : **(g)** ; Emmarchement.
- Hauteur du palier : **(H)**.

Un seul type d'escaliers est utilisé : escaliers à deux volées.

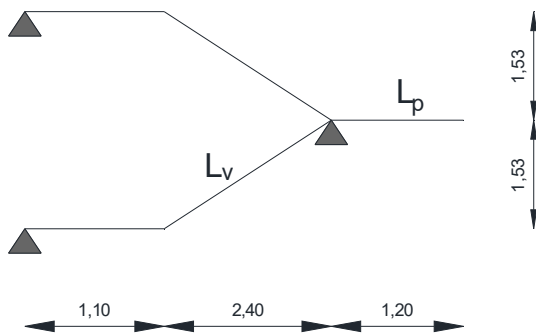


Figure II.11 Schéma des escaliers à deux volées

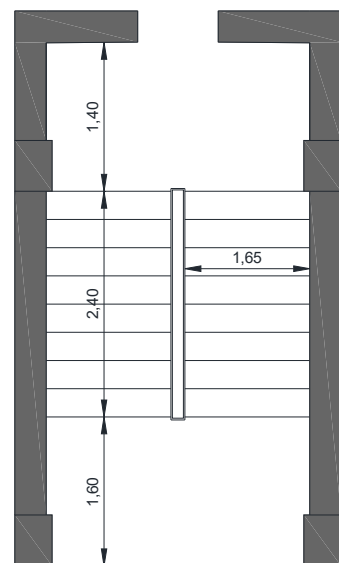


Figure II.12 Vue en plan des escaliers

Avec : L_v : longueur de la volée ; L_p : longueur du palier ; L_0 = longueur projetée de la volée.

Le dimensionnement des escaliers implique de trouver les éléments suivants :

- **La hauteur de la contre marche (h) et le giron (g)**

Un escalier doit être aussi confortable que possible, facile à monter et à descendre, et pour cela la relation de **BLONDEL** assure ces conditions, elle est en fonction de (h) et de (g).

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Une hauteur de contre marche idéale serait de $h = 17 \text{ cm}$, ce qui implique :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contres marches, le nombre de marches est égale à } (n - 1) = 8$$

Ce qui donne un giron de : $g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$; la relation de **BLONDEL** est vérifiée pour

$g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

- **L'inclinaison de la paillasse (α)**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0,6375, \alpha = 32,52^\circ.$$

- **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine selon les deux conditions suivantes :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

$$e \geq 11 \text{ cm Pour 2 heures de coup feu.}$$

La longueur des volées est :

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32,52)} , L = 2,85 \text{ m} ; L' = L_v + L_p , L' = 3,95 \text{ m}$$

Donc $13,17 \text{ cm} \leq e \leq 19,75 \text{ cm}$ soit **$e = 15 \text{ cm}$.**

- **Palier de repos**

La dalle du palier est déjà dimensionnée (voir tableau II.2). Soit **$e = 12 \text{ cm}$.**

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

H (m)	h(m)	n	g(cm)	L ₀ (m)	L _v (m)	L'(m)	α (°)	e (cm)
1,53	17	9	30	2,40	2,85	4,30	32,52	15

Tableau II.3 Dimensions des escaliers à deux volées.

II.7 Pré dimensionnement des poutres

II.7.1 Poutres principales

La poutre en béton armé est un élément porteur principal intermédiaire entre le plancher et les poteaux, elle est dimensionnée selon une formule donnée par le **BAEL 91/99** :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec **h** : hauteur de la poutre ; **L_{max}** : la plus grande portée entre nus d'appuis selon le sens principale.

$$L_{max} = 570 - 30 = 540 \text{ cm} \quad ; \quad 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

Soit **h = 40 cm** ; **b = 30 cm**.

Les dimensions trouvées doivent satisfaire les conditions imposées par le **RPA99/2003** (article 7.5.1) :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ (condition vérifiée).
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ (condition vérifiée).
- $\frac{h}{b} = 1,1 < 4$ (condition vérifiée).

II.7.2 Poutres secondaires

Les poutres secondaires sont dimensionnées de la même façon que les poutres principales, vu qu'elles ont un rôle moins important et pour une raison économique, leur hauteur sera légèrement inférieure :

Soit **h = 35 cm** ; **b = 30 cm**.

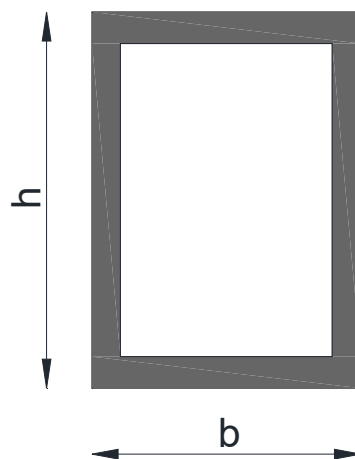


Figure II.13 coupe transversale d'une poutre

II.8 Pré dimensionnement des poteaux

Le poteau est un élément essentiel dans une structure en béton armé, chargé de transmettre directement aux fondations les sollicitations et les charges verticale lui revenant, mais également le contreventement partiel ou total de la structure.

Avant d'effectuer le pré dimensionnement des poteaux, il est nécessaire d'évaluer les charges et les surcharges de chaque élément par le biais du **DTR B.C.2.2** (charges permanentes et surcharges d'exploitation).

II.8.1 Evaluation des charges et surcharges

a. charges permanentes

Les charges permanentes sont déterminées en fonction de l'épaisseur (**e**) et des poids volumiques (γ) de chaque constituant, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Plancher de la terrasse inaccessible**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	4	20	0,8
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Corps creux (20+4)	24	-	3,3
5	Isolation thermique	2,5	4	0,1
6	Enduit de ciment	1,5	18	0,27
				$\Sigma G = 6,79$

Tableau II.4 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

- **Plancher étages courants**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Corps creux (20+4)	24	-	3,3
5	Enduit de ciment	1,5	18	0,27
6	Murs internes	10	9	0,9
				$\Sigma G = 5,63$

Tableau II.5 Charge permanente du plancher étages courants

- Planches en dalles pleines

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle pleine	12	25	3
5	Enduit de ciment	1,5	18	0,27
6	Murs internes	10	9	0,9
				$\Sigma G = 5,33$

Tableau II.6 Charge permanente du plancher en dalles pleines

- Volée

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage V	2h/g	20	0,23
2	Revêtement en carrelage H	2	20	0,4
3	Mortier de pose V	2h/g	20	0,23
4	Mortier de pose H	2	20	0,4
5	Marches	h/2	22	1,87
6	Paillasse ($e' = 15/\cos 32,52$)	17,79	25	4,45
7	Enduit de ciment	1,5/cos32,52	18	0,32
				$\Sigma G = 7,9$

Tableau II.7 Charge permanente de la volée

- Palier

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle pleine	15	25	3,75
5	Enduit de ciment	1,5	18	0,27
				$\Sigma G = 5,18$

Tableau II.8 Charge permanente du palier

- **Murs intérieurs en double cloison**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment extérieur	1,5	18	0,27
2	Brique creuse de 10 cm	10	9	0,9
3	Lame d'aire	5	-	-
4	Brique creuse de 10 cm	10	9	0,9
5	Enduit de ciment intérieur	1,5	18	0,27
				$\Sigma G = 2,34$

Tableau II.9 Charge permanente des murs extérieurs

b. Surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitations sont des charges statiques ou dynamiques générées par l'activité humaine liées à l'occupation d'un bâtiment, elles dépendent du local utilisé (habitation, commerce, archives...), elles sont déterminées par le **DTR B.C. 2.2**.

Les surcharges pour chaque élément sont résumées dans le tableau suivant

	Terrasse inaccessible	Etages courants	Locaux commerciaux	Dalles pleines	Balcons	Escaliers
Surcharges Q (KN/m ²)	1	1,5	5	3	3,5	2,5

Tableau II.10 Surcharges d'exploitation

II.8.2 Descente de charges

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes sollicitations du niveau le plus haut vers le niveau le plus bas via le poteau le plus sollicité.

Généralement, le poteau le plus sollicité c'est celui qui a la plus grande surface afférente ou bien celui qui est situé au niveau de la cage d'escaliers, pour la structure étudiée, le poteau susceptible d'être le plus sollicité est le **poteau C3** qui est voisin de rive du côté gauche de la structure (voir la figure II.2)

Pour le calcul des surfaces afférentes, les poteaux sont considérés de dimensions $(30 \times 30) \text{ cm}^2$, et pour le calcul des poids propres de ces derniers, des dimensions préliminaires sont définies et résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Dimensions $b \times h$ (cm^2)	Poids propre g (KN)
Entresol 2	(45 x 50)	22,28
Entresol 1	(45 x 50)	17,21
RDC et étage 1	(45 x 45)	15,49
Étages 2 et 3	(40 x 45)	13,77
Étages 4 et 5	(40 x 40)	12,24
Étages 6 et 7	(35 x 40)	10,71
Étages 8 et 9	(35 x 35)	9,37

Tableau II.11 Dimensions préliminaires des poteaux

Avec $g = b \times h \times h_e \times \gamma_c$

- **Calcul de la surface afférente du poteau C3**
(Terrasse inaccessible – étages courants)

$$S_{CC} = (1,25 \times 2,4) + (2,7 \times 2,4) + (1,25 \times 1,55) + (2,7 \times 1,55) = 15,6 \text{ m}^2$$

$$S_{PP} = (1,25 + 2,7) \times 0,3 = 1,185 \text{ m}^2$$

$$S_{PS} = (2,4 + 1,55) \times 0,3 = 1,185 \text{ m}^2$$

$$S = S_{CC} + S_{PP} + S_{PS} = 18 \text{ m}^2$$

- **Surcharges d'exploitation**

Terrasse inaccessible

$$Q_{\text{Terr-inacc}} = 15,6 \times 1 = 15,6 \text{ KN}$$

Étages courants (habitation)

$$Q_{\text{étg-crt}} = 15,6 \times 1,5 = 23,4 \text{ KN}$$

Entre sol 1 (commercial)

$$Q_{\text{etr-sol}} = 15,6 \times 5 = 78 \text{ KN}$$

- **Charges permanentes**

Poids des poutres : $G_p = \gamma_c \times b \times h \times L_p$

Les longueurs des poutres sont : $L_{pp} = 3,95 \text{ cm}$; $L_{ps} = 3,95 \text{ cm}$.

$$G_{pp} = 13,83 \text{ KN} ; G_{ps} = 10,37 \text{ KN}$$

Poids des planchers :

$$\text{Terrasse inaccessible : } G_{\text{plancher}} = G \times S_{\text{aff}}$$

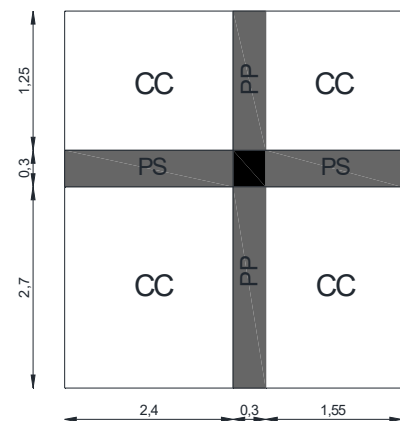


Figure II.14 Surface afférente du poteau C3

$$G_{Terr-inacc} = 15,6 \times 6,79 = 105,92 \text{ KN}$$

Etages courants (habitation-commerce)

$$G_{étg-crt} = 15,6 \times 5,63 = 87,83 \text{ KN}$$

Poids des murs en double cloison :

$$G_{Mur} = L_{Mur} \times h_{mur} \times G = 28,05 \text{ KN}$$

- **La loi de dégression**

La loi de dégression concerne les bâtiments ayant un nombre de niveau supérieur à 5, des coefficients de réduction sont affectés aux surcharges d'exploitation à l'exception de la toiture et du niveau inférieur, les résultats de la dégression sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Dégression	Q(KN)
Terrasse inaccessible	Q_0	15,6
Etage 09	$Q_0 + Q_1$	39
Etage 08	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	60,06
Etage 07	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	78,78
Etage 06	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	95,16
Etage 05	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	109,2
Etage 04	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	120,9
Etage 03	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	132
Etage 02	$Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	144,77
Etage 01	$Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	154,6
RDC	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	167,7
Entresol 1	$Q_0 + 0,64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	215,28

Tableau II.12 Loi de dégression

Remarque : Pour n étage ($n > 5$) : $Q = Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau C3 ainsi que les efforts normaux sont représenté dans le tableau suivant :

Niveau	Eléments	G (KN)	N_G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)	N_u^* (KN)
Terrasse inaccessible (N1)	Plancher terrasse inaccessible	105,92	130,12	15,6	199,06	218,97
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
Etage 09 (N2)	N1	130,12	279,57	39	435,92	479,51
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				

	Poteaux (35x35)	9,37				
	Murs	28,05				
Etage 08 (N3)	N2	279,57	429,02	60,06	669,27	736,2
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (35x35)	9,37				
	Murs	28,05				
Etage 07 (N4)	N3	429,02	579,81	78,78	900,91	991
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (35x40)	10,71				
	Murs	28,05				
Etage 06 (N5)	N4	579,81	730,6	95,16	1129,05	1241,96
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (35x40)	10,71				
	Murs	28,05				
Etage 05 N(6)	N5	730,6	882,92	109,2	1355,74	1491,32
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (40x40)	12,24				
	Murs	28,05				
Etage 04 (N7)	N6	882,92	1035,24	120,9	1578,92	1736,82
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (40x40)	12,24				
	Murs	28,05				
Etage 03 (N8)	N7	1035,24	1189,09	132	1803,27	1983,6
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (40x45)	13,77				
	Murs	28,05				
Etage 02 (N9)	N8	1189,09	1342,94	144,77	2030,12	2233,14
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (40x45)	13,77				

	Murs	28,05				
Etage 01 (N10)	N9	1342,94	1498,51	154,6	2254,89	2480,38
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (45x45)	15,49				
	Murs	28,05				
RDC(N11)	N10	1498,51	1654,08	167,7	2484,56	2733,01
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (45x45)	15,49				
	Murs	28,05				
Entresol 01 (N12)	N11	1654,08	1811,37	215,28	2768,27	3045,1
	Plancher	87,83				
	Poutres principales	13,83				
	Poutres secondaires	10,37				
	Poteaux (45x50)	17,21				
	Murs	28,05				

Tableau II.13 Descente de charges et efforts normaux

Avec : $N_G = \sum G_i$; $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$ (à l'ELU).

Remarque : Le CBA 93 (article 8.1.1.) exige de majorer l'effort normal de compression de 10 % (dans le cas d'un poteau interne voisin de rive pour un bâtiment comportant au moins trois travées), donc $N_u^* = 1,1N_u$

II.8.3 Vérifications des poteaux

- **Vérification à la compression**

La vérification se fait à l'ELU selon la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad , \text{ avec } \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

Les vérifications pour chaque poteau sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Niveau	N_u (KN)	B (m ²)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
09	130,12	0,1225	1,06	14,2	Vérifiée
08	479,51	0,1225	3,91	14,2	Vérifiée
07	736,2	0,14	5,26	14,2	Vérifiée
06	991	0,14	7,08	14,2	Vérifiée
05	1241,96	0,16	7,76	14,2	Vérifiée
04	1491,32	0,16	9,32	14,2	Vérifiée
03	1736,82	0,18	9,65	14,2	Vérifiée
02	1983,6	0,18	11,02	14,2	Vérifiée
01	2233,14	0,2025	11,03	14,2	Vérifiée
RDC	2480,38	0,2025	12,25	14,2	Vérifiée
Entresol 1	2733,01	0,225	12,15	14,2	Vérifiée
Entresol 2	3045,1	0,225	13,53	14,2	Vérifiée

Tableau II.14 Vérification à la compression des poteaux

- **Vérification au flambement**

Les poteaux doivent être vérifiés au flambement selon la formule donnée par le

CBA 93 (article B.4.2.1).

$$N_u \leq N_{ultime} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

- $A_s = 1\% B_r$: Section d'acier comprimé.
- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) cm^2$: section réduite des poteaux.
- α : Coefficient réducteur en fonction de l'élanement λ .
- $\gamma_s = 1,15$.
- $f_e = 400 MPa$.

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour : } \lambda \leq 50 \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$; $l_f = 0,7 \times l_0$: Longueur de flambement (l_0 : hauteur libre du poteau).

$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$: Rayon de giration ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$: moment d'inertie pour une section rectangulaire.

Les résultats de la vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	i	λ	α	N_u^*	N_{ultime}	Observation
09	0,101	19,54	0,8	130,12	16136,11	Vérifiée
08	0,101	19,54	0,8	479,51	16136,11	Vérifiée
07	0,115	17,09	0,81	736,2	18844,28	Vérifiée
06	0,115	17,09	0,81	991	18844,28	Vérifiée
05	0,115	17,09	0,81	1241,96	21664,55	Vérifiée
04	0,115	17,09	0,81	1491,32	21664,55	Vérifiée
03	0,13	15,19	0,82	1736,82	24805,93	Vérifiée
02	0,13	15,19	0,82	1983,6	24805,93	Vérifiée
01	0,13	15,19	0,82	2233,14	28052,33	Vérifiée
RDC	0,13	15,19	0,82	2480,38	28052,33	Vérifiée
Entresol 1	0,144	13,67	0,82	2733,01	31531,56	Vérifiée
Entresol 2	0,144	18,04	0,81	3045,1	30854,84	Vérifiée

Tableau II.15 Vérification au flambement des poteaux

Le poteau le plus sollicité est vérifié au flambement.

• **Vérifications vis-à-vis des conditions du RPA99 /version2003**

- $\min(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 19,80 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

Conclusion

Après avoir effectué le pré dimensionnement de tous les éléments et vérifié toutes les conditions imposées par les règlements, les dimensions adoptées sont résumées ci-après :

- Plancher à corps creux (20 + 4) cm.
- Plancher en dalle pleine $e = 12 \text{ cm}$.
- Voiles : $e_{ent-sol2} = 20 \text{ cm}$; $e_{étages} = 15 \text{ cm}$.
- Paillasse et palier respectivement : $e = 15 \text{ cm}$; $e = 12 \text{ cm}$
- Poutres : $PP(30 \times 40) \text{ cm}^2$; $PS(30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poteaux :

Niveaux	Entres sol 1-2	RDC étage 1	Etages 2-3	Etages 4-5	Etages 6-7	Etages 8-9
Dimensions (cm^2)	(45 × 50)	(45 × 45)	(40 × 45)	(40 × 40)	(35 × 40)	(35 × 35)

Tableau II.16 Dimensions des poteaux.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction

Ce chapitre consiste à étudier et à ferrailer les éléments secondaires de la structure (planchers, escaliers, acrotère ...). Ceux-ci étant des éléments porteurs mais n'ont aucun rôle vis-à-vis des actions sismiques.

III.1 Calcul des planchers à corps creux

L'étude du plancher consiste à calculer deux éléments : les poutrelles et la dalle de compression.

III.1.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple et au cisaillement comme une section en T, le calcul des sollicitations se fait selon deux méthodes : **La méthode forfaitaire** et **la méthode de Caquot**.

- **Méthode forfaitaire**

C'est une méthode de calcul simplifiée proposée par le **BAEL91/99**, elle est implacable uniquement si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Planchers à surcharge modérée : $Q < \min(5 \text{ KN/m}^2; 2G)$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissurations peu nuisibles.

Le principe de calcul des moments et des efforts tranchants est le suivant :

- **Moments aux appuis**

M_a : $-0,6 M_0$: appui central d'une poutre à deux travées.

$-0,5 M_0$: appui voisin des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$-0,4 M_0$: appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 : moment isostatique maximal d'une travée : $\frac{q \times l^2}{8}$.

Remarque : les moments aux appuis de rive sont nuls mais le **BAEL91/99** exige de mettre des aciers de fissuration résistants à un moment fictif ($-0,15 M_0$).

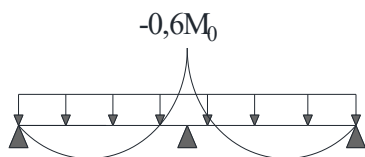


Figure III.1 Moments d'une poutre à deux travées

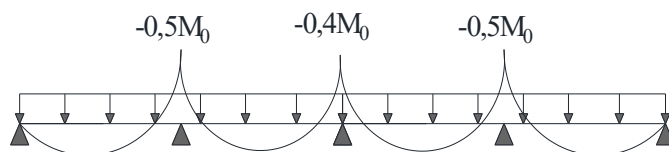


Figure III.2 Moments d'une poutre à plus de deux travées

▪ **Moments aux travées**

$$M_{t1} + \frac{|M_g + M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_{0i} \dots(1)$$

$$M_{t2} \geq \begin{cases} [1,2 + 0,3\alpha] M_{0i} : & \text{Pour une travée de rive} \\ \frac{[1+0,3\alpha]}{2} M_{0i} : & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \dots(2)$$

Avec : M_t : moment en travée maximal entre (1) et (2) ; $\alpha = \frac{q}{G+Q}$

M_g : Moment au niveau de l'appui gauche de la travée considérée.

M_d : Moment au niveau de l'appui droit de la travée considérée.

▪ **Effort tranchant**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis avec : $V = \frac{q \times l}{2}$,

Les efforts sont majorés de 15% pour une poutre à deux travées et 10% pour une poutre à plus de deux travées.

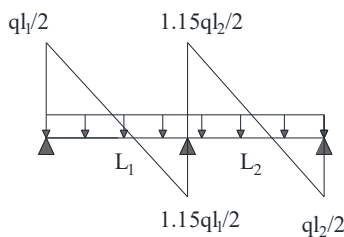


Figure III.3 Effort tranchant d'une poutre à deux travées

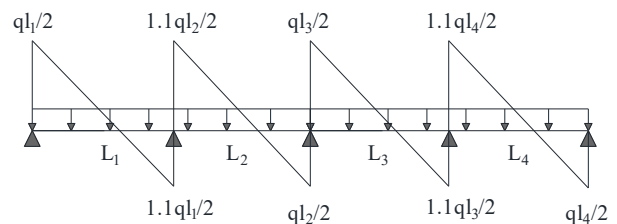


Figure III.4 Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

• **Méthode de Caquot**

Appelée aussi la méthode simplifiée des trois moments, appliquée dans le cas où le plancher est à surcharge élevée (la première condition de la MF n'est pas vérifiée), le principe de calcul est comme suit :

▪ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : l'_g et l'_d : longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré : $l'=0,8$ pour une travée intermédiaire et $l'=1$ pour une travée de rive.

▪ **Moments en travées**

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \quad \begin{cases} M_{0(x)} = q \times \frac{x}{2} (l - x) \\ x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \end{cases}$$

▪ **Effort tranchant**

$$V = \pm \frac{q_u \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Remarque : Dans le cas où les autres conditions de la MF ne sont pas vérifiées la méthode de Caquot minorée est la plus adéquate, les sollicitations sont calculées de la même façon que la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge $G' = \frac{2}{3}G$.

• **Les différents types de poutrelles**

Le tableau suivant illustre les différents types de poutrelles et leur localisation ainsi la méthode utilisée pour le calcul.

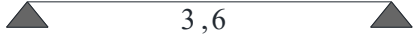

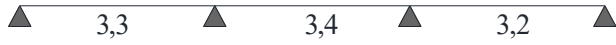
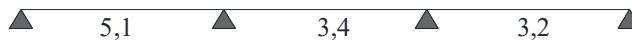


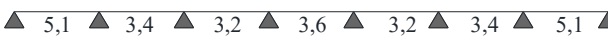
Désignation	Type de poutrelle	Méthode utilisée
T ₁ : Habitation		RDM
T ₂ : Habitation		Méthode forfaitaire
T ₃ : Habitation		Méthode forfaitaire
T ₄ : Habitation et commerce		Méthode Caquot minorée
T ₅ : Commerce		Méthode Caquot minorée
T ₆ : Terrasse inaccessible		Méthode forfaitaire
T ₇ : Habitation, Terrasse inaccessible et commerce		Méthode Caquot minorée

Tableau III.1 Les différents types de poutrelles

• **Charges et surcharges revenant aux poutrelles**

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$; $P_u = q_u \times b$

A l'ELS : $q_s = G + Q$; $P_s = q_s \times b$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _{ue} (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,79	1	10,67	6,93	7,79	5,06
Habitation	5,63	1,5	9,85	6,4	7,13	4,63
Commerce	5,63	5	15,1	9,82	10,63	6,91

Tableau III.2 Charges et surcharges sur les poutrelles

- Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire (T₂)

Figure III.5 Poutrelle T₂

- Moments isostatiques

$$\text{Travée [AB] : ELU : } M_{ou}^{AB} = \frac{P_u \times l_{AB}^2}{8} = 8,7 \text{ KN/m}; \quad \text{ELS : } M_{os}^{AB} = \frac{P_s \times l_{AB}^2}{8} = 6,3 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée [BC] : ELU : } M_{ou}^{BC} = \frac{P_u \times l_{BC}^2}{8} = 9,25 \text{ KN/m}; \quad \text{ELS : } M_{os}^{BC} = \frac{P_s \times l_{BC}^2}{8} = 6,69 \text{ KN/m}$$

- Moments aux appuis

$$M_A = M_C = -0,15 \times M_0^{max} = -1,39 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées

$$\text{Travée [AB] : ELU : } M_{t1} + \frac{|M_g + M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_{oui} : M_{tu1} \geq 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq [1,2 + 0,3\alpha] M_{oui} : \text{travée de rive : } M_{tu2} \geq 5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu}^{AB} = \max(M_{tu1}; M_{tu2}) = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ts1} \geq 4,6 \text{ KN.m}; M_{ts2} \geq 3,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts}^{AB} = \max(M_{ts1}; M_{ts2}) = 4,6 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée [BC] : ELU : } M_{tu1} \geq 7,6 \text{ KN.m}; M_{tu2} \geq 5,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu}^{BC} = \max(M_{tu1}; M_{tu2}) = 7,6 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ts1} \geq 5,11 \text{ KN.m}; M_{ts2} \geq 4,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts}^{BC} = \max(M_{ts1}; M_{ts2}) = 5,11 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

Travée [AB] : $V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = 10,56 \text{ KN}$; $V_B = -1,15 \times V_A = -12,14 \text{ KN}$.

Travée [BC] : $V_B = 1,15 \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = 12,51 \text{ KN}$; $V_C = \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -12,14 \text{ KN}$.

- **Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée (T₄)**

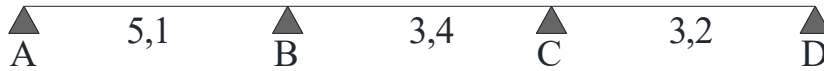


Figure III.6 Poutrelle T₄

$G' = \frac{2}{3}G = 3,75 \text{ KN/m}^2$; ELU : $q'_u = 7,31 \text{ KN/m}^2$; $P'_u = 4,75 \text{ KN/ml}$

ELS : $q'_s = 5,25 \text{ KN/m}^2$; $P'_{us} = 3,41 \text{ KN/ml}$

- **Moments aux appuis de rive**

$$M_A = M_D = -0,15 \times M_0^{max} \begin{cases} \text{ELU} : -2,32 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} : -1,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_B = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} : M_u^B = -10,91 \text{ KN.m} ; M_s^B = -7,84 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} : M_u^C = -4,99 \text{ KN.m} ; M_s^C = -3,58 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

Travée [AB] : ELU : $x = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l} = 2,22 \text{ m}$; $M_{0(x)} = q_u \times \frac{x}{2} (l_{AB} - x) = 20,46 \text{ KN.m}$

$$M_{(x)}^u = M_{0(x)} + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} = 15,71 \text{ KN.m}$$

ELS : $x = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_s \times l} = 2,22 \text{ m}$; $M_{0(x)} = q_s \times \frac{x}{2} (l_{AB} - x) = 14,8 \text{ KN.m}$

$$M_{(x)}^s = M_{0(x)} + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} = 11,39 \text{ KN.m}$$

Travée [BC] : ELU : $x = 1,97 \text{ m}$; $M_{(x)}^u = 1,525 \text{ KN}$; ELS : $x = 1,97 \text{ m}$; $M_{(x)}^s = 1,147 \text{ KN.m}$

Travée [CD] : ELU : $x = 1,84 \text{ m}$; $M_{(x)}^u = 5,557 \text{ KN.m}$

ELS : $x = 1,84 \text{ m}$; $M_{(x)}^s = 4,274 \text{ KN}$.

▪ Effort tranchant

$$V = \pm \frac{q_u \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\text{Travée [AB]} \begin{cases} V_A = 14,18 \text{ KN} \\ V_B = -18,46 \text{ KN} \end{cases} ;$$

$$\text{Travée [BC]} \begin{cases} V_B = 9,14 \text{ KN} \\ V_C = -9,14 \text{ KN} \end{cases} ,$$

$$\text{Travée [CD]} \begin{cases} V_C = 11,79 \text{ KN} \\ V_D = -8,68 \text{ KN} \end{cases}$$

Après avoir illustré deux exemples de calcul, les sollicitations des différents types de poutrelles sur les différents niveaux sont résumées dans le tableau suivant :

Type	ELU				ELS		
	Moments			E. tranchant	Moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T ₄	-3,89	-18,78	23,21	28,71	-2,77	-13,08	16,4
T ₅	-1,77	-8,59	8,64	18,39	-1,48	-5,98	6,11
T ₇	-3,89	-18,78	23,21	28,71	-2,77	-13,08	16,4

Tableau III.3 Sollicitations maximales des poutrelles du niveau commercial

Type	ELU				ELS		
	Moments			E. tranchant	Moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T ₁	-1,55	/	10,37	11,52	-1,13	/	7,5
T ₂	-1,39	-5,5	7,07	12,51	-1	-4,01	5,11
T ₃	-1,39	-4,6	6,95	11,97	1	-3,35	5,03
T ₄	-3,12	-10,41	16,93	17,96	-2,26	-7,54	12,25
T ₇	-3,12	-10,41	16,93	17,96	-2,26	-7,54	12,25

Tableau III.4 Sollicitations maximales des poutrelles des niveaux habitation

Type	ELU				ELS		
	Moments			E. tranchant	Moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
T ₆	-1,68	-5	8,01	12,97	-1,23	-3,66	5,58
T ₇	-3,38	-11,27	18,03	19,45	-2,47	-8,32	13,17

Tableau III.5 Sollicitations maximales des poutrelles de la terrasse inaccessible

• **Ferraillage des poutrelles**

Les poutrelles sont ferrillées en flexion simple avec les sollicitations maximales pour chaque niveau qui sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	ELU				ELS		
	Moments			E. tranchant	Moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
Commerce	-3,89	-18,78	23,21	28,71	-2,77	-13,08	16,4
Habitation	-3,12	-10,41	16,93	17,96	-2,26	-7,54	12,25
Terrasse inaccessible	-3,38	-11,27	18,03	19,45	-2,47	-8,32	13,17

Tableau III.6 Sollicitations maximales des poutrelles

• **Exemple de calcul de ferraillage de la poutrelle T₃**

Les caractéristiques géométriques :

$$b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h_t = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sollicitations : à l'ELU} \begin{cases} M_t = 16,93 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -3,12 \text{ KN.m} \\ M_a^i = -10,41 \text{ KN.m} \end{cases} \quad V = 17,96 \text{ KN} ; \text{ à l'ELS} \begin{cases} M_t = 12,25 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -2,26 \text{ KN.m} \\ M_a^i = -7,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Ferraillage en travée**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 68,16 \text{ KN.m} \geq M_t^u = 16,93 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$:

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0,041 \leq 0,186 : \text{Pivot A} ; \mu_{bu} \leq \alpha_l = 0,392 : A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{z \times f_{st}} ; f_{st} = 348 ; \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,052 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,215 \text{ m}$$

$$A_t = 2,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Vérifier la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 1,59 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$A_t > A_t^{\min}$ la condition est vérifiée le ferrailage se fera avec A_t .

▪ **Ferrailage en appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = 0,151 \leq 0,186 : \text{Pivot A} ; \mu_{bu} \leq \alpha_l = 0,392 : A' = 0$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_t^u}{z \times f_{st}} ; f_{st} = 348 ; \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,206 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,202 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = 1,48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,48 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferrailage en appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = 0,045 \leq 0,186 : \text{Pivot A} ; \mu_{bu} \leq \alpha_l = 0,392 : A' = 0$$

$$A_a^r = \frac{M_t^u}{z \times f_{st}} ; f_{st} = 348 ; \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,058 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,215 \text{ m}$$

$$A_a^r = 0,42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,42 \text{ cm}^2$$

Vérifier la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}/f_e = 1,59 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$A_a^{\text{int}} ; A_a^r > A_t^{\min}$ la condition est vérifiée le ferrailage se fera avec A_a .

Le choix des armatures :

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2 : 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{int}} = 1,48 \text{ cm}^2 : 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_a^r = 0,42 \text{ cm}^2 : 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferrailage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) ; \phi_t \geq 8 \text{ mm} : A_{\text{trans}} = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacements**

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ; St \leq 19,8 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} ; St \leq 101 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 15 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} ; St \leq 149,9 \text{ cm}$$

Après le calcul du ferrailage il est nécessaire d'effectuer des vérifications à l'**ELU** et à l'**ELS**

A l'ELU

- **Vérification de la rupture par cisaillement**

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u^{max}}{(b_0 \times d)} = 0,82 \text{ MPa} ; FPN : \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée : aucun risque de cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\text{Appuis de rive : } A_l = A_t + A_a = 3,15 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = 0,51 \text{ cm}^2 : \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Appuis de intermédiaire : } A_l = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = -0,99 \text{ cm}^2 : \text{condition vérifiée.}$$

L'effort tranchant est négligeable devant le moment donc pas de vérifications à faire.

- **Vérification de la jonction table-nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} ; b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} : \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} ; a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

$$17,96 \text{ KN} < 132,16 \text{ KN} : \text{La condition est vérifiée.}$$

A l'ELS

- **Vérifications des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée

$$M_s = 12,25 \text{ KN.m} ; A = 2,36 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -157,2 \text{ cm}^3 < 0$ l'axe neutre passe par la nervure : le calcul se fera pour une section en T.

Calcul du moment d'inertie I et Y

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0 ; y = 3,47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 - \left[(b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} \right] + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2 = 12993,09 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} : \text{Condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire

$$M_s = -7,54 \text{ KN.m} ; A = 1,57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 56,1 \text{ cm}^3 > 0$ l'axe neutre passe par la table : le calcul se fera pour une section rectangulaire $b_0 \times h$.

Calcul du moment d'inertie I et Y

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 ; y = 7,53 \text{ cm}^2 ; I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 ; I = 13470,08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} : \text{Condition vérifiée}$$

▪ Vérification de la flèche

La flèche se vérifie uniquement si l'une des conditions suivante n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; 0,071 > 0,0625 : \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; 0,071 < 0,18 : \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Ce qui implique la nécessité de vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par : $\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

Pour une portée inférieure à 5m (3,4) la flèche admissible est de : $f_{adm} = \frac{l}{500} = 6,8 \text{ mm}$

$G = 5,63 \text{ KN/m}^2$: poids du plancher.

$$j = G - G' \text{ avec : } G' = G_{revt} + G_{enduit} + G_{mortier} + G_{lit \text{ de sable}} ; j = 3,3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = G \times l_0 = 3,66 \text{ KN/m} ; q_j = j \times l_0 = 1,98 \text{ KN/m} ; q_p = l_0(G + Q) = 4,63 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments

$$M_g = 0,8 \times \frac{q_g \times l^2}{8} = 4,23 \text{ KN.m} \quad M_j = 0,8 \times \frac{q_j \times l^2}{8} = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,8 \times \frac{q_p \times l^2}{8} = 5,35 \text{ KN.m}$$

Caractéristique géométrique de la section

$$y_G = \frac{b_0 + \frac{h_0}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{(b_0 \times h) + (b - b_0)h_0 + 15A} = 8,54 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} = 29627,63 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0107 ; \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 4 ; \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,6$$

Avec : λ_i et λ_v : coefficients de déformation instantanée et différée respectivement.

Module de déformation longitudinale du béton

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; E_i = 3E_v = 32456,58 \text{ MPa}$$

Les contraintes de traction de l'acier

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_g \times (d - y)}{I} = 90,49 \text{ MPa} \quad \sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_j \times (d - y)}{I} = 48,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_p \times (d - y)}{I} = 114,45 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients μ

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0,385 \quad \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0,122$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,475$$

Calcul des inerties fictives

$$I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_g)} = 12830,86 \text{ cm}^4 \quad I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu_g)} = 20167,30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_j)} = 21902,15 \text{ cm}^4 \quad I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_p)} = 11238,06 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 1,17 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 2,24 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 0,37 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 1,7 \text{ mm}$$

$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2,4 \text{ mm} < f_{adm} = 6,8 \text{ mm}$: la condition de la flèche est vérifiée.

Après l'étude d'un exemple de poutrelle : ferrailage et vérifications à l'ELU et à l'ELS les résultats pour tous les types sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Zone	A _{calculé} (cm ²)	A _{adapté} (cm ²)	Choix des barres	A _{transversal}
Habitation	Travée	2,26	2,36	3HA10	2HA8
	A.inter	1,48	1,57	2HA10	2HA8
	A.rive	0,42	0,79	1HA10	2HA8
Terrasse inaccessible	Travée	2,41	3,05	2HA12+1HA10	2HA8
	A.inter	1,62	2,26	2HA12	2HA8
	A.rive	0,51	1,13	1HA12	2HA8
Commerce	Travée	3,23	3,39	3HA12	2HA8
	A.inter	2,93	3,05	2HA12+1HA10	2HA8
	A.rive	0,52	0,79	1HA10	2HA8

Tableau III.7 Ferrailage des différents types de poutrelles

Niveau	Cisaillement	Armatures longitudinales		Bielle	Jonction table-nervure
		A.rive	A. Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	0,88 < 3,33	3,84 > 0,56	2,26 > -1,08	19,45 < 132,16	1,02 < 3,33
Habitation	0,82 < 3,33	3,15 > 0,51	1,57 > 0,99	17,96 < 132,16	0,94 < 3,33
Commerce	1,31 < 3,33	4,18 > 0,83	4,18 > -1,9	28,71 < 132,16	1,51 < 3,33
Observation	Vérifiées	Vérifiées	Vérifiées	Vérifiées	Vérifiées

Tableau III.8 vérifications à l'ELU des poutrelles

Niveau	Zone	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	Travée	3,15	15	Condition vérifiée
	Appui	2,27	15	Condition vérifiée
Habitation	Travée	3,27	15	Condition vérifiée
	Appui	4,2	15	Condition vérifiée
Commerce	Travée	3,84	15	Condition vérifiée

	Appui	3,13	15	<i>Condition vérifiée</i>
--	--------------	------	----	---------------------------

Tableau III.9 Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles

Niveau	f (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
Terrasse inaccessible	8,82	10,1	<i>Condition vérifiée</i>
Habitation	2,4	6,8	<i>Condition vérifiée</i>
Commerce	9,11	10,1	<i>Condition vérifiée</i>

Tableau III.10 Vérification de la flèche pour les poutrelles

Niveau	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
Terrasse inaccessible			
Habitation			
Commerce			

Tableau III.11 Schémas de ferrailage des poutrelles

III.1.2 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est armée d'un quadrillage (treillis soudé généralement) dont la section d'armatures est déterminée comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux nervures**

$$l_0 \in [50; 80] \text{ donc } A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux nervures**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les espacements des armatures ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20 cm pour A_{\perp} et 33 cm pour A_{\parallel} , finalement un treillis soudé de $\phi 5$ avec un espacement de 15cm.

III.2 Calcul des dalles pleines

III.2.1 Dalle pleine sur 4 appuis

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,61 > 0,4$: la dalle travaille selon deux sens

- **Calcul des sollicitations**

Poids propre : $G = 5,33 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3 \text{ KN/m}^2$

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,7 \text{ KN/ml}$$

Pour $\rho = 0,61$: $\mu_x = 0,0808$; $\mu_y = 0,307$: *Annexe 01*

- **Moments isostatiques**

$$M_{0u}^x = \mu_x q_u L_x^2 = 2,73 \text{ KN.m} ; \quad M_{0u}^y = \mu_y M_{0u}^x = 0,84 \text{ KN.m}$$

- **Moments compte tenu de l'encastrement**

$$M_{tu}^x = 0,85 M_{0u}^x = 2,32 \text{ KN.m} ; \quad M_{tu}^y = 0,85 M_{0u}^y = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -0,82 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8,33 \text{ KN/ml} \quad \text{Pour } \rho = 0,61; v = 0,2 : \mu_x = 0,0857 ; \mu_y = 0,4781$$

- **Moments isostatiques**

$$M_{0s}^x = \mu_x q_s L_x^2 = 2,06 \text{ KN.m} ; \quad M_{0s}^y = \mu_y M_{0s}^x = 0,98 \text{ KN.m}$$

- **Moments compte tenu de l'encastrement**

$$M_{ts}^x = 0,85 M_{0s}^x = 1,75 \text{ KN.m} ; \quad M_{ts}^y = 0,85 M_{0s}^y = 0,83 \text{ KN.m}$$

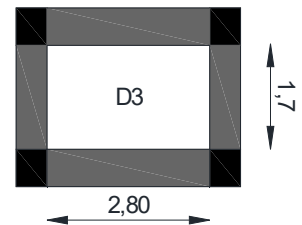


Figure III.7 dalle pleine sur 4 appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -0,62 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage des dalles pleines se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml et 12 cm d'épaisseur, les résultats sont résumés dans la tableau suivant :

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée x	2,32	0,016	0,0202	0,099	0,67
En travée y	0,72	0,005	0,006	0,099	0,21
En appuis	0,82	0,0057	0,007	0,099	0,23

Tableau III.12 Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

- **Condition de non fragilité**

Pour $\rho = 0,62 \geq 0,4$ et $e \geq 12 \text{ cm}$; et pour $f_e = 400$: $\rho_0 = 0,0008$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s < A_{x,y}^{\min}$ la condition n'est pas vérifiée donc le ferrailage se fera avec la section $A_{x,y}^{\min}$

$$\text{Soit } A_t = A_a = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

$$S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) : \text{soit } S_{t_y}^x = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} ; V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 8,75 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,087 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

- **Vérification des contraintes**

Les résultats des vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant

Zone	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée x	1,75	2,17	2189	1,73	15	Condition vérifiée
En travée y	0,83	2,17	2189	0,82	15	Condition vérifiée
En appuis	0,62	2,17	2189	0,61	15	Condition vérifiée

Tableau III.13 vérification des contraintes de la dalle pleine sur 4 appuis

Remarque : les fissurations sont peu nuisibles donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes d'acier.

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) : 0,071 > 0,04 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} : 0,02 < 0,05 : \text{Condition vérifiée}$$

Finalement la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

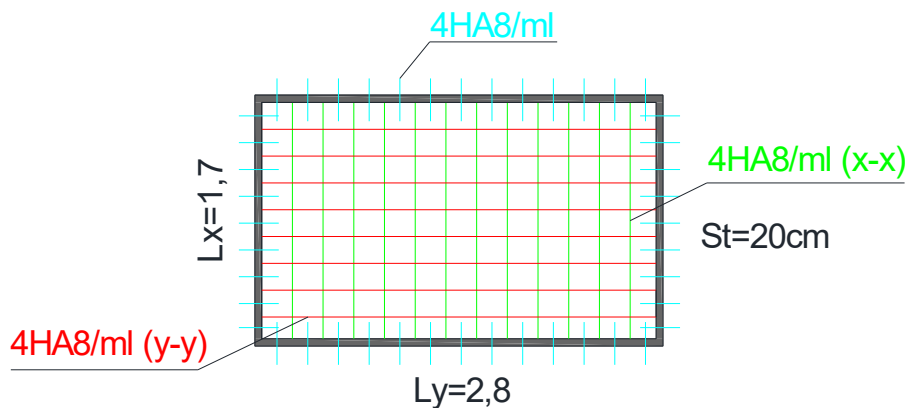


Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

III.2.2 Dalle pleine sur 3 appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,48 > 0,4 : \text{la dalle travaille selon deux sens}$$

- **Calcul des sollicitations**

Poids propre : $G = 5,33 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3 \text{ KN/m}^2$

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,7 \text{ KN/ml}$$

- **Moments isostatiques**

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} : M_0^x = \frac{l_x^2 \times l_y}{2} \times q_u - \frac{2}{3} q_u \times l_x^3 = 13,11 \text{ KN.m} ; M_0^y = \frac{l_x^2}{6} \times q_u = 5,84 \text{ KN.M}$$

- **Moments compte tenu de l'encastrement**

$$M_{tu}^x = 0,85M_{0u}^x = 11,44 \text{ KN.m} ; M_{tu}^y = 0,85M_{0u}^y = 4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -3,42 \text{ KN.m}$$

ELS :

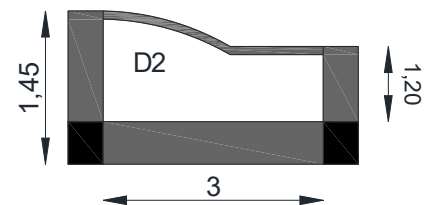


Figure III.9 dalle pleine sur 3 appuis

$$q_s = (G + Q) \times 1ml = 8,33 \text{ KN/ml}$$

- **Moments isostatiques**

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} : M_0^x = \frac{l_x^2 \times l_y}{2} \times q_s - \frac{2}{3} q_s \times l_x^3 = 9,13 \text{ KN.m} ; M_0^y = \frac{l_x^2}{6} \times q_s = 4,23 \text{ KN.m}$$

- **Moments compte tenu de l'encastrement**

$$M_{ts}^x = 0,85M_{0s}^x = 7,76 \text{ KN.m} ; M_{ts}^y = 0,85M_{0s}^y = 3,6 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -2,74 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} + \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 9,43 \text{ KN}$$

- **Calcul du ferrailage**

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	St(cm)	$A_{adapté}$ (cm ² /ml)
En travée x	2,32	0,016	0,0202	0,099	0,67	20	4HA12 = 4,52
En travée y	0,72	0,005	0,006	0,099	0,21	20	4HA8 = 2,01
En appuis	0,82	0,0057	0,007	0,099	0,23	20	3HA8 1,51

Tableau III.14 Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

- **Condition de non fragilité**

Pour $\rho = 0,48 \geq 0,4$ et $e \geq 12 \text{ cm}$; et pour $f_e = 400$: $\rho_0 = 0,0008$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s < A_{x,y}^{min}$: la condition est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,094 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement

- **Vérification des contraintes**

Zone	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée x	7,76	3,08	4220	5,66	15	Condition vérifiée
En travée y	3,6	2,17	2189	3,35	15	Condition vérifiée

En appuis	2,74	2,07	1717	3,22	15	<i>Condition vérifiée</i>
------------------	------	------	------	------	----	---------------------------

Tableau III.15 vérification des contraintes de la dalle pleine sur 3 appuis

• **Vérification de la flèche**

$$\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) : 0,083 > 0,04 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ty}}{20M_{0y}}\right) : 0,04 = 0,04 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} : 0,002 < 0,005 : \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

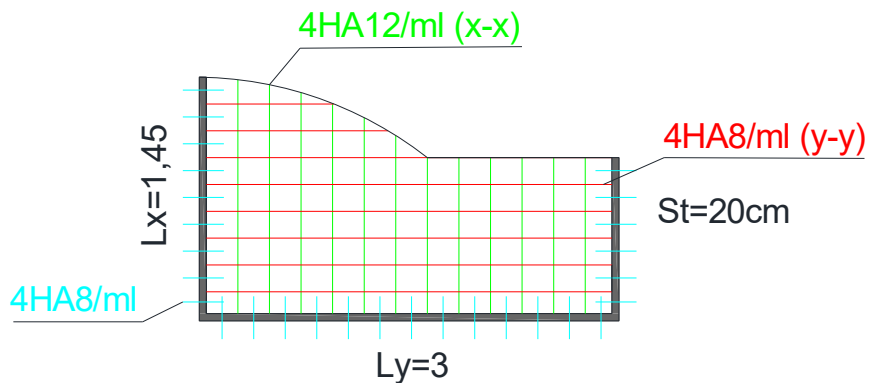
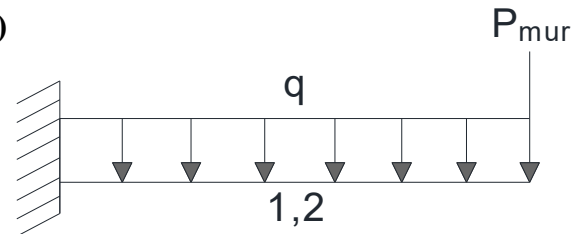


Figure III.10 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

III.2.3 Dalle pleine sur un appui (Palier de repos)

Figure III.10 Dalle pleine sur 1 appui



$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; G_{mur-ext} = 2,9 \text{ KN/m}^2 ; h_{mur} = 1,14 \text{ m}$$

$$P_{mur} = G_{mur-ext} \times h_{mur} = 3,18 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q \times 1ml = 10,74 \text{ KN/m} ; 1,35P_{mur} = 4,29 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q \times 1ml = 7,68 \text{ KN/m}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -12,88 \text{ KN.m} ; M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -9,35 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = 17,18 \text{ KN.m}$$

• Calcul u ferrailage

M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	St(cm)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adapté}$ (cm ² /ml)
12,88	0,091	0,119	0,095	3,9	25	1,2	4HA12 = 4,52

Tableau III.16 Ferrailage de la dalle pleine sur 1 appui (palier)

• Armatures de répartition

$$A_y = \frac{A_x}{5} = 1,5 : \text{soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,172 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} : \text{La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement}$

• Vérification des contraintes

M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
9,35	3,06	4220,57	6,77	15	Condition vérifiée

Tableau III.17 vérification des contraintes de la dalle pleine sur 1 appui (palier)

• Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) : 0,1 > 0,05 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} : 0,0042 < 0,005 : \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

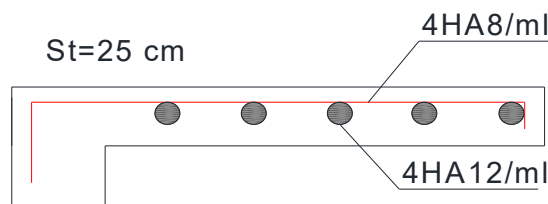


Figure III.11 Schéma ferrailage de la Dalle pleine sur 1 appui (palier)

III.2.3 Dalle pleine sur un appui (Balcon)

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q \times 1\text{ml} = 11,7 \text{ KN/m}$$

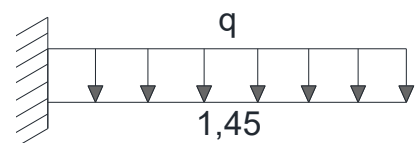


Figure III.12 Dalle pleine sur 1 appui

$$\text{ELS} : q_s = G + Q \times 1ml = 8,33 \text{ KN/m}$$

- Calcul des sollicitations

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2}\right) = -12,3 \text{ KN.m} ;$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2}\right) = -8,75 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l = 17 \text{ KN.m}$$

- Calcul du ferrailage

M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	St(cm)	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adapté}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
12,3	0,087	0,114	0,095	3,72	20	1,2	4HA12 = 4,52

Tableau III.18 Ferrailage de la dalle pleine sur 1 appui (balcon)

- Armatures de répartition

$$A_y = \frac{A_x}{3} = 1,5 : \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} : \text{La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement}$

- Vérification des contraintes

M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
8,75	3,06	4220,57	6,34	15	Condition vérifiée

Tableau III.19 vérification des contraintes de la dalle pleine sur 1 appui (balcon)

- Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) : 0,1 > 0,05 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} : 0,0042 < 0,005 : \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

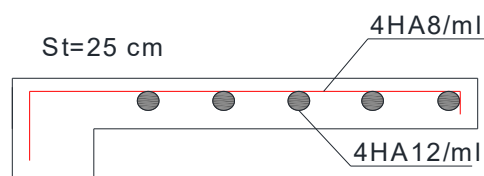


Figure III.13 Schéma ferrailage de la Dalle pleine sur 1 appui (balcon)

III.3 Calcul des escaliers

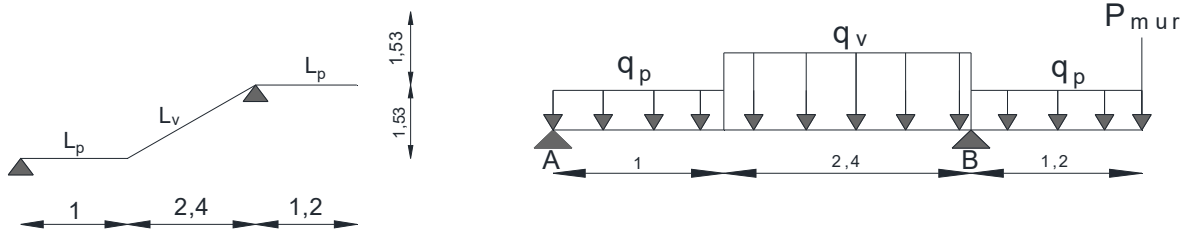


Figure III.14 Chargement sur les escaliers

L'escalier travaille comme une poutre uniformément répartie, calculée en flexion simple

III.3.1 Chargement sur les escaliers

$$G_{volée} = 7,9 \text{ KN/m}^2 ; G_{palier} = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; G_{mur-ext} = 2,9 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{mur} = G_{mur-ext} \times h_{mur} = 3,18 \text{ KN/m} \text{ Avec } h_{mur} = 1,14 \text{ m} : \text{ la hauteur du mur supporté par le palier}$$

III.3.2 Calcul des sollicitations sur les escaliers

$$\text{Palier : ELU : } q_u = 1,35G_p + 1,5Q = 10,74 \text{ KN/m} ; \text{ ELS : } q_s = G_p + Q = 7,8 \text{ KN/m}$$

$$\text{Volée : ELU : } q_u = 1,35G_v + 1,5Q = 14,41 \text{ KN/m} ; \text{ ELS : } q_s = G_v + Q = 10,4 \text{ KN/m}$$

Les réactions d'appuis et les moments fléchissant sont obtenus à partir de la méthode RDM (méthode des sections), les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

	$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$M_0(KN.m)$	$M_t^{max}(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$V_{max}(KN)$
ELU	17,58	44,91	16,28	13,83	-8,14	24,14
ELS	12,61	32,42	14,35	12,2	-7,18	17,41

Tableau III.19 Sollicitations maximales sur les escaliers

III.3.3 Calcul du ferrailage des escaliers

Le calcul se fera pour une bande de 1m et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculé} (cm^2/ml)$	$A_{adapté}(cm^2/ml)$
En travée	13,83	0,058	0,074	0,126	3,15	4HA12 = 4,52
En appui	8,14	0,034	0,043	0,127	1,84	3HA10 = 2,36

Tableau III.20 Ferrailage des escaliers

III.3.4 Vérifications à l'ELU et à l'ELS des escaliers

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{appui}^{travée} : \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales**

En travée : $A_r \geq \frac{A_t}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$ soit 3HA8 = 1,51 cm².

En appui : $A_r \geq \frac{A_a}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$ soit 3HA8 = 1,51 cm².

- **Espacement des armatures**

Armatures principales : $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \begin{cases} 20 \text{ cm en travée} \\ 20 \text{ cm en appui} \end{cases}$

Armatures secondaires : $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 25 \text{ cm en appui} \end{cases}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} : \text{La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement}$

- **Vérification des contraintes**

Zone	M _s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
En travée	12,2	3,16	5975,39	6,45	15	Condition vérifiée
En appuis	7,18	2,7	4411,69	4,39	15	Condition vérifiée

Tableau III.21 vérification des contraintes pour les escaliers

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) : 0,03 < 0,06 : \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} : 0,0026 < 0,0105 : \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire pour l'escalier et le palier en console, les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant

Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)	
M_j	7,2	σ_{stj}	178	f_{ji}	0,195
M_g	9,13	σ_{stg}	225,55	f_{gi}	0,376
				f_{gv}	0,733
M_p	12,2	σ_{stp}	301,32	f_{pi}	0,712

Tableau III.22 vérification de la flèche pour les escaliers

$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,87 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = 6,8 \text{ mm}$: la condition de la flèche est vérifiée.

Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)	
M_j	2,7	σ_{stj}	87,59	f_{ji}	0,18
M_g	7,55	σ_{stg}	244,78	f_{gi}	1,49
				f_{gv}	2,69
M_p	9,35	σ_{stp}	303,17	f_{pi}	2,19

Tableau III.23 vérification de la flèche pour le palier en console

$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 3,21 \text{ mm} < f_{adm} = 4,8 \text{ mm}$: la condition de la flèche est vérifiée.

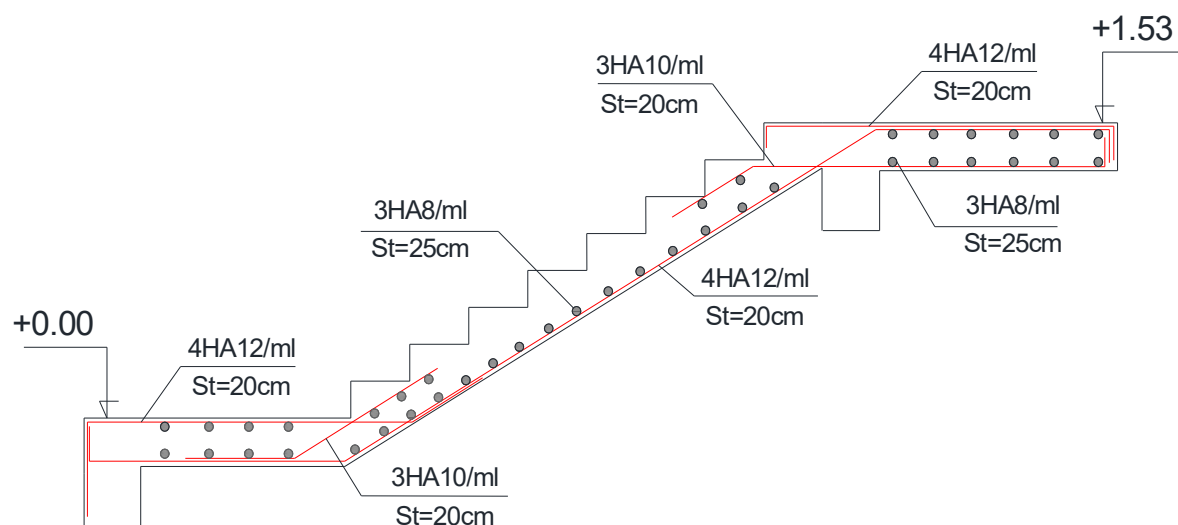


Figure III.15 Schéma de ferrailage des escaliers

III.3.5 Etude de la poutre palière

- **dimensionnement**

Condition de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} ; 22 \leq h \leq 33$$

Soit une poutre palière de $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

Condition de l’RPA99/2003

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ (condition vérifiée).
- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ (condition vérifiée).
- $\frac{h}{b} = 1 < 4$ (condition vérifiée).

- **Chargement sur la poutre palière**

Poids propre : $G = \gamma_b \times h \times b = 2,25 \text{ KN/m}$; Poids des cloisons $P_{mur} = 3,18 \text{ KN/m}$.

Charges transmises par les escaliers $R_{Bu} = 44,91 \text{ KN}$; $R_{Bs} = 32,42 \text{ KN}$

- **Calcul à la flexion simple**

- **Calcul des sollicitations**

ELU : $q_u = 1,35(G + P_{mur}) + R_{Bu} = 51,24 \text{ KN/m}$; $M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 71,11 \text{ KN.m}$

$M_{tu} = 0,85M_{0u} = 60,44 \text{ KN.m}$; $M_a = -0,5M_{0u} = -35,55 \text{ KN.m}$; $V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 86,196 \text{ KN}$

ELS : $q_s = (G + P_{mur}) + R_{Bs} = 37,85 \text{ KN/m}$; $M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 51,52 \text{ KN.m}$

$M_{ts} = 0,85M_{0s} = 43,79 \text{ KN.m}$; $M_a = -0,5M_{0s} = -25,76 \text{ KN.m}$

- **Calcul du ferrailage de la poutre palière**

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{F.S}(cm^2)$
En travée	60,44	0,181	0,252	0,251	1,01	6,92
En appui	35,55	0,106	0,141	0,264	1,01	3,87

Tableau III.24 Ferrailage de la poutre palière

- **Vérification de l’effort tranchant**

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement

- **Armatures transversales**

Pour un espacement $St = 15\text{cm}$:

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2 ; A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45; 0,5) = 0,5 \text{ cm}^2$$

- **Calcul à la torsion**

$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -13,43 \text{ KN.m}$ Avec M_B : moment en appui B déjà calculé avec la méthode RDM.

Selon le **BAEL91/99** la section pleine ($b \times h$) doit être remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\emptyset}{6}$) avec : $\emptyset = \min(b, h)$

$e = 5 \text{ cm}$; $\Omega = [b - e] \times [h - e] = 625 \text{ cm}^2$; $\mu = 100 \text{ cm}$: périmètre de la section.

- **Armatures longitudinales de torsion**

$$A_{long}^{tors} = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 3,55 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales de torsion**

$$A_{trans}^{tors} = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

- **Contraintes de cisaillement à la torsion**

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tors}^2} ; \tau_{tors} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = 2,15 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,38 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement

- **Ferraillage globale**

En travée : $A_t = A_{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 8,7 \text{ cm}^2$ soit 6HA14 = 9,24 cm²

En appui : $A_a = A_{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5,65 \text{ cm}^2$ soit 3HA14 + 1HA12 = 5,75 cm²

Armatures transversales $A_{trans}^{tors} + A_{trans}^{F.S} = 1,03 \text{ cm}^2$ soit un cadre et un étrier de $\emptyset 8$.

- **Vérification des contraintes**

Zone	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	43,79	11,85	50677,4	10,24	15	Condition vérifiée
En appuis	25,76	10,07	37457,3	6,92	15	Condition vérifiée

Tableau III.25 vérification des contraintes pour la poutre palière

• Vérification de la flèche

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right)l : 0,3 > 0,21 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} : 0,011 = 0,011 : \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire pour la poutre palière. .

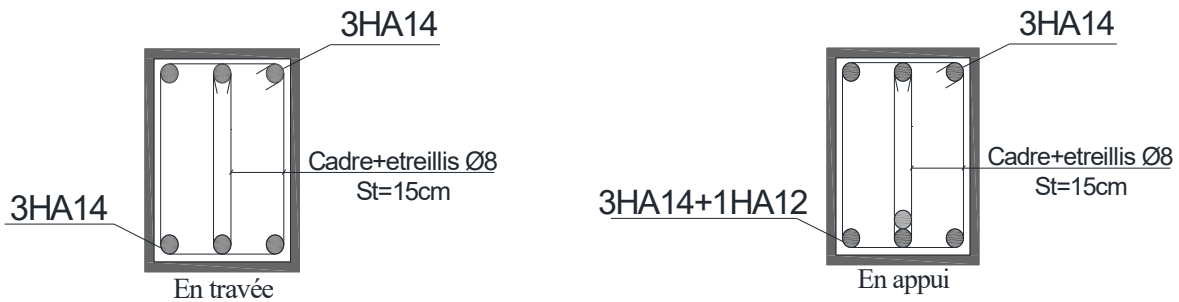


Figure III.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4 Etude de la poutre de chaînage

La poutre de chaînage en béton armé est mise en œuvre généralement pour reprendre le poids d'un mur en double cloison à l'intérieur en particulier s'il est parallèle aux poutrelles ou dans une travée importante, dans le cas étudié le chaînage reprend la moitié du corps creux e d'une dalle pleine.

III.4.1 Dimensionnement de la poutre de chaînage

Le RPA99/2003 exige des dimensions minimales pour la poutre de chaînage :

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3}h_{cc.dp}\right); h \geq 16 \text{ cm}$$

$$\text{Condition de la flèche : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} ; 1,339 \leq h \leq 29 \text{ avec } L_{max} = 3,2m$$

Soit un chaînage de $b = 20 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$

Condition du RPA99/2003

- $b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ (condition vérifiée).
- $\frac{h}{b} = 1,5 < 4$ (condition vérifiée).

III.4.2 Chargement sur la poutre de chaînage

Poids propre : $G = \gamma_b \times h \times b = 1,5 \text{ KN/ml}$;

$Q_0 = Q \times b = 0,3 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher CC : $q_{cc} = P_{cc} \times l_{cc} = 5,07 \text{ KN/m}$

$l_{cc} = \frac{l_0}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$

Poids du plancher DP : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,55 \geq 0,4$

La dalle travaille selon deux sens

$G = 5,33 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

La poutre reprend la charge en trapèze

$q_u = (1,35G_{cc} + 1,5Q_{cc}) \times l_{cc} + (1,35G_{DP} + 1,5Q_{DP})$

$\times S_{trapèze} + 1,35P_p + 1,5Q_0 = 28,3 \text{ KN/m}$

$q_s = (G_{cc} + Q_{cc}) \times l_{cc} + (G_{DP} + Q_{DP}) \times S_{trapèze} + P_p + Q_0 = 20,09 \text{ KN/m}$

III.4.3 Sollicitations sur la poutre de chaînage

$M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 29,75 \text{ KN.m}$; $M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 21,12 \text{ KN.m}$

Moments compte tenu de l'encastrement :

$M_{tu} = 0,85M_{0u} = 25,27 \text{ KN.m}$; $M_a = -0,5M_{0u} = -14,15 \text{ KN.m}$; $V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 41,04 \text{ KN}$

$M_{ts} = 0,85M_{0s} = 17,75 \text{ KN.m}$; $M_a = -0,5M_{0s} = -10,56 \text{ KN.m}$

III.4.4 Calcul du ferrailage pour la poutre de chaînage

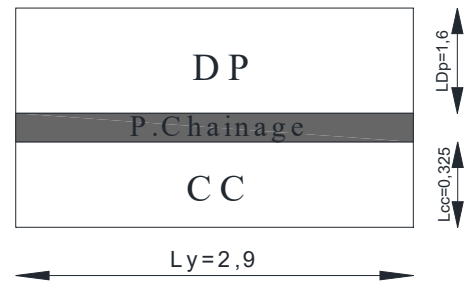


Figure III.18 Charges reprises par la poutre chaînage

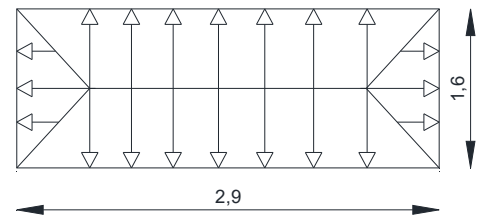


Figure III.19 Charges transmises par la dalle pleine

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	25,27	0,118	0,157	0,258	0,66	2,82	3HA12=3,39
En appui	14,15	0,066	0,086	0,266	0,66	1,53	3HA12=3,39

Tableau III.26 Ferrailage de la poutre de chaînage

- **Espacement des armatures**

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \leq 16,2 ; St \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \leq 137 \text{ cm} ; St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b} \leq 287,5 \text{ cm}$$

Le **RAP99/2003** exige un espacement de $St \leq \min(h; 25)$; soit $St=15 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales**

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right) = 0,86 \text{ cm}^2 \text{ soit un cadre et un treilli } \emptyset 8.$$

III.4.4 Vérifications à l'ELU et à l'ELS la poutre de chaînage

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement

- **Vérification des contraintes**

Zone	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	17,75	8,87	19334	8,15	15	Condition vérifiée
En appuis	10,56	6,87	11929	6,09	15	Condition vérifiée

Tableau III.27 vérification des contraintes pour la poutre de chaînage

- **Vérification de la flèche**

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) l : 0,3 > 0,18 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} : 0,0051 < 0,011 \text{ Condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire pour la poutre de chaînage.

III.5 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est soumis à son poids propre G ainsi une surcharge Q et une force horizontale accidentelle F_p comme montré dans la figure ci-contre :

Le calcul du ferrailage se fera à la flexion simple

Pour une section rectangulaire ($b \times e$); ($b = 1ml$)

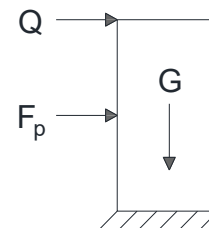


Figure III.20 Charges reprises par l'acrotère

III.5.1 Calcul du chargement sur l'acrotère

$$H = 60 \text{ cm} ; S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25V = 1,71 \text{ KN}$$

$$\text{Poids enduit ciment intérieur/extérieur : } G_2 = G_3 = \gamma_{\text{ciment}} \times e \times S = 0,162 \text{ KN}$$

$$W_p = \sum G_i = 2,03 \text{ KN} ; Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est un élément non structural donc la formule donnée par le **RPA99/2003** est la suivante : $F_p = 4AC_p W_p$ avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone donnée par le tableau 4.1 du **RPA99/2003**.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau 6.1 du **RPA99/2003**.

Pour un groupe d'usage 2 et une zone sismique IIa : $A = 0,15$; $C_p = 0,8$.

III.5.1 Calcul des sollicitations sur l'acrotère

$$\text{Calcul du centre de gravité } G(X_G; Y_G) \text{ avec } X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = 0,05 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = 0,3 \text{ m}.$$

L'acrotère est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2,03 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \text{ KN} \\ N_{Fp} = 0 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m} \\ N_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Combinaisons d'actions de l'acrotère**

Combinaisons	ELU	ELS	ELUA
	1,35G+1,5Q	G+Q	G+Q+E
N(KN)	2,74	2,03	2,03
M(KN.m)	0,9	0,6	0,89

Tableau III.28 Combinaisons d'actions de l'acrotère

- **Calcul de l'excentricité**

$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 32 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 10 \text{ cm}$: ce qui implique que le centre de pression est à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple, pour justifier la stabilité de forme vis-à-vis de l'ELU l'excentricité réelle e_1 sera remplacée par une excentricité totale qui vaut : $e = e_1 + e_2 + e_a$ avec :

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

e_2 : excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = 2\text{cm} ; e_2 = \frac{3l_f^2(2\varphi\alpha)}{h_0 \times 10^4} = 0,86$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = 2l_0 = 1,2\text{m}$; h_0 : hauteur de la section = 10cm.

$\varphi = 2$: Rapport de déformation du au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + Q} = 0 ; \text{ finalement } e = 34,86 \text{ cm} .$$

Les sollicitations corrigées à l'ELU pour le calcul à la flexion composée sont :

$$N_u = 2,74 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 0,96 \text{ KN.m} ; V_u = F_p + Q = 1,98 \text{ KN}$$

III.5.2 Calcul du ferrailage de l'acrotère

$e_1 > \frac{h}{6}$: le calcul du ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple avec

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,01 \text{ KN.m} : A_{flexion.simple} = A_{calculé} \times \frac{N_u}{f_{st}}$$

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{F.S}$ (cm ²)
En travée	1,01	0,015	0,019	0,069	0,85	0,42	0,34

Tableau III.29 Ferrailage de l'acrotère

Remarque : $A_{F.S} < A_{min}$: le ferrailage se fera avec A_{min} soit : $A_S = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures transversales

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- Espacement des armatures

Armatures principales : $St \leq \frac{100}{4} : St = 25 \text{ cm}$; Armatures secondaires : $St \leq \frac{100}{4} : St = 30 \text{ cm}$

III.5.3 Vérifications à l'ELU et à l'ELS de l'acrotère

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} : FN : \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

- Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0,9 \times d \times \sum \mu_i)} ; \text{ avec } \sum \mu_i \text{ somme des périmètres des barres : } \sum \mu_i = 4 \times \pi \times 8 = 100,5 \text{ mm}.$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} ; \text{ avec } \Psi : 1,5 \text{ pour acier HA.}$$

$$\tau_s = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{\mu_t} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y).$$

Zone	N _s (KN.m)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
En travée	2,03	0,043	1,4	15	Condition vérifiée

Tableau III.30 vérification des contraintes pour l'acrotère

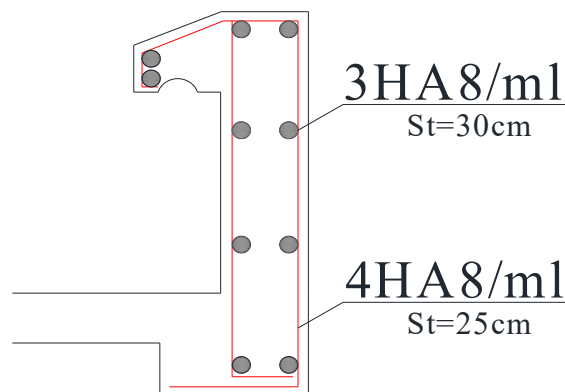


Figure III.21 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un moyen de transport vertical assurant le déplacement en hauteurs, composé d'une cage et d'une cabine ainsi un dispositif mécanique qui permet le déplacement de la cabine, les caractéristiques de l'ascenseur étudié (supportant 8 personnes) sont les présents :

Longueur : 2m ; largeur : 1,6m ; F_c : charge due à la rupture du câble = 145 KN

P_m : charge due au poids de la cabine et des accessoires 15 KN, D_m : salle de machine 50 KN

Charge nominale = 6,3 KN et une vitesse de $V = 0,63$ m/s

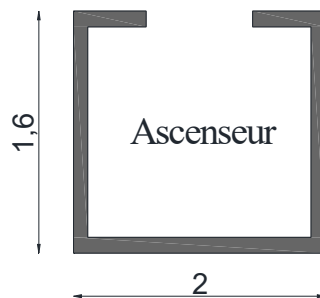


Figure III.22 Schéma de la cage d'ascenseur

III.6.1 Etude de dalle au-dessous de l'ascenseur (cas d'une charge répartir)

- Evaluation des charges et surcharges

Dimensionnement de la dalle $L_x = 1,9m$; $L_y = 2m$; $s = 4,37 m^2$

$$e \leq \frac{L_x}{20} = 9,5 \text{ cm} ; \text{ soit } e = 15 \text{ cm.}$$

Poids de la dalle pleine $G_1 = 25 \times e = 3,75 \text{ KN/m}^2$.

Poids du revêtement $G_2 = 25 \times e = 1,25 \text{ KN/m}^2$.

$$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2 ; G'' = \frac{F_c}{s} = 33,18 \text{ KN/m}^2 ; G_{total} = G' + G'' = 38,18 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,82 > 0,4 : \text{ une dalle sur 4 appuis qui travaille selon deux sens.}$$

Les charges et les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

q_u (KN/m^2)	μ_x	μ_y	M_0^x (KN.m)	M_0^y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_a^{x-y} (KN.m)
53	0,0539	0,6313	10,31	6,5	8,76	5,53	3,09

Tableau III.31 Calcul des sollicitations à l'ELU pour la dalle au-dessous de l'ascenseur

- Calcul du ferrailage pour l'acrotère

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
En travée xx	8,76	0,043	0,055	0,117	2,15	3HA10=2,36
En appui yy	5,53	0,027	0,034	0,118	1,35	3HA8=1,51
En appui	3,09	0,015	0,018	0,119	0,75	3HA8=1,51

Tableau III.32 Ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

- Condition de non iragime

Pour : $e > 12$; $\rho > 0,4$; $f_e = 400 \text{ MPa}$: $\rho_0 = 0,0008$.

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{tx} : \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ty} : \text{condition vérifiée.}$$

$A_{min}^a = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_a$ condition non vérifiée. Les appuis vont se ferrailer avec A_{min}^a .

- Calcul des espacements

Sens xx : $St \leq \min(3e; 33\text{cm})$ soit : $st = 25\text{cm}$.

Sens yy : $St \leq \min(4e; 33\text{cm})$ soit : $st = 25\text{cm}$.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens xx} \begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} = 25,18 \text{ KN} \\ \tau_u^x = 0,21 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Sens yy} \begin{cases} V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} = 30,48 \text{ KN} \\ \tau_u^y = 0,25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u^x, \tau_u^y < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

- Vérification des contraintes

Sollicitations à l'ELS :

q_u (KN/m ²)	μ_x	μ_y	M_0^x (KN.m)	M_0^y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_a^{x-y} (KN.m)
39,18	0,0539	0,6313	7,62	4,8	6,47	4,08	2,29

Tableau III.33 Calcul des sollicitations à l'ELS pour la dalle au-dessous de l'ascenseur

Zone	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée xx	6,47	2,58	3713,72	4,49	15	Condition vérifiée
En travée yy	4,8	2,12	2528,55	3,42	15	Condition vérifiée
En appuis	2,29	2,12	2528,55	1,92	15	Condition vérifiée

Tableau III.34 Vérification des contraintes pour la dalle au-dessous de l'ascenseur

- Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) : 0,079 > 0,042 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} : 0,00196 < 0,005 : \text{Condition vérifiée}$$

Finalement la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

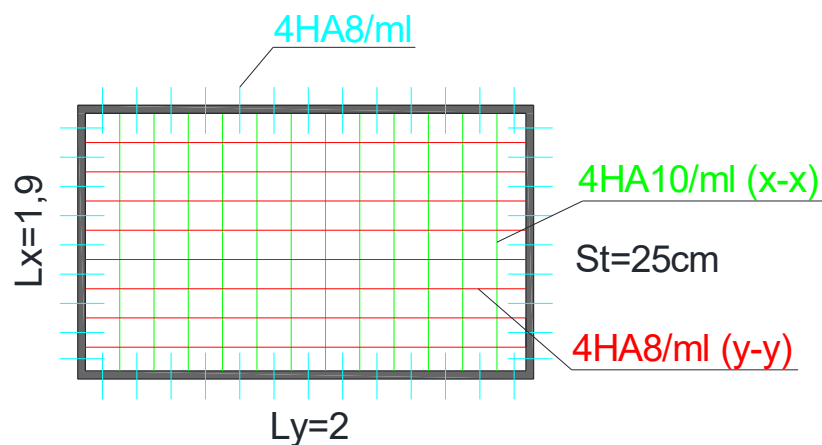


Figure III.23 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

III.6.1 Etude de dalle au-dessous de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée)

$a_0 \times b_0$: surface de chargement ; $u \times v$ surface d'impact

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1$$

pour $v=0,63$ m/s : $a_0 = 80$ cm ; $b_0 = 80$ cm.

h_1 : revêtement en béton d'épaisseur 5 cm : $\xi = 1$.

$$u = v = 105 \text{ cm.}$$

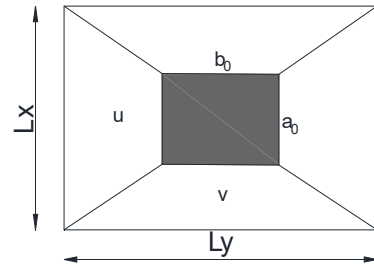


Figure III.24 Schéma de la surface d'impact de l'ascenseur

• **Calcul des sollicitations**

Moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$\text{ELU} : M_{x1} = P_u \times M_1 ; M_{y1} = P_u \times M_2$$

$$P = D_{m+} P_m + P_{personnes} = 71,3 \text{ KN} ; q_u = 1,35P = 96,26 \text{ KN}$$

$M_1 = 0,1 ; M_2 = 0,08$: en fonction de ρ, u et v : **Annexe 04**

Finalement : $M_{x1} = 9,63 \text{ KN.m} ; M_{y1} = 7,7 \text{ KN.m}$.

Evaluations des sollicitations dues au poids propre : $M_x = M_{x1} + M_{x2} ; M_y = M_{y1} + M_{y2}$.

q_u (KN/m ²)	μ_x	μ_y	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_a^{x-y} (KN.m)
8,25	0,0539	0,6313	1,61	1,02	11,24	8,72	9,55	7,4	-3,37

Tableau III.35 Sollicitations sous le poids propre

• **Calcul du ferrailage**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande 1 m et 15 cm d'épaisseur

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
En travée xx	9,55	0,048	0,062	0,117	2,34	3HA10=2,36
En appui yy	7,4	0,036	0,046	0,118	1,8	3HA10=2,36
En appui	3,37	0,017	0,012	0,119	0,81	3HA8=1,51

Tableau III.36 Ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur

- **Condition de non fragilité**

Pour : $e > 12$; $\rho > 0,4$; $f_e = 400 \text{ MPa}$: $\rho_0 = 0,0008$.

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{tx} : \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ty} : \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min}^a = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_a \text{ condition non vérifiée. Les appuis vont se ferrailer avec } A_{min}^a.$$

- **Vérification au poinçonnement**

D'après le **BAEL99** si la condition suivante est vérifiée aucune armature transversale n'est requise :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; U_c = 2 \times (u + v) = 420 \text{ cm}$$

$$96,26 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u < \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} ; \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} ; u = v : v_u = \frac{d \times u}{3 \times v} = 30,55 \text{ KN.}$$

$\tau_u = 0,255 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

- **Vérification des contraintes**

Evaluation des moments dus à la charge concentrée :

$$q_s = G + Q = 71,3 \text{ KN} ; \text{à l'ELS: } v = 2$$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + v \times M_2) = 8,27 \text{ KN.m} ; M_{x2} = q_s \times (M_2 + v \times M_1) = 7,13 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments dus aux charges réparties (poids de la dalle) :

$$q_s = G + Q = 6 \text{ KN}$$

q_s (KN)	μ_x	μ_y	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_a^{x-y} (KN.m)
6	0,0539	0,6313	1,17	0,47	9,44	7,87	8,02	6,69	-2,83

Tableau III.37 Sollicitations pour la vérification des contraintes

Zone	M _s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
En travée xx	8,02	4,99	12567,96	3,18	15	Condition vérifiée
En travée yy	6,69	4,99	12567,96	2,66	15	Condition vérifiée
En appuis	2,83	3,25	13693,3	0,67	15	Condition vérifiée

Tableau III.38 vérification des contraintes pour la dalle au-dessus de l'ascenseur

- Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) : 0,06 > 0,042 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} : 0,0019 < 0,005 : \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

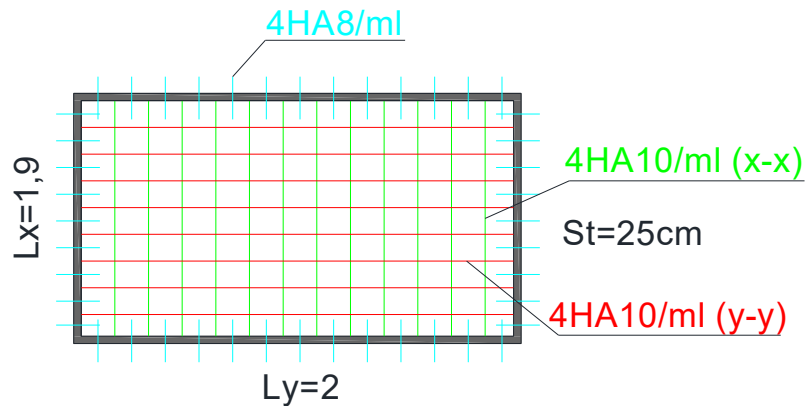


Figure III.25 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur

Conclusion

Le chapitre calcul des éléments secondaire avait pour objectif de choisir les sections d'armatures nécessaires pour tous les éléments non structuraux afin d'assurer une stabilité et une résistance optimale tout en respectant le critère économique.

Le projet en question compte plusieurs types de poutrelles qui sont ferrailés à la flexion simple ainsi que les dalles pleine, un seul type d'escalier à deux volées a été adapté et ferrailé de la même façon que ces dernières.

La poutre palière et la poutre de chaînage sont calculées à la flexion simple (plus la torsion pour la poutre palière), l'acrotère est soumis à la flexion composée et finalement l'étude de l'ascenseur en particulier le ferrailage des dalles du local de la machine.

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

L'étude dynamique d'une structure permet à l'aide d'un logiciel de créer un modèle optimisé avec un nombre fini d'éléments et de déplacements des nœuds (basé sur la méthode des éléments finis), sachant que les structures réelles ont un nombre infini de déplacements. Cela va permettre d'obtenir les différents efforts et déplacements pour assurer une bonne stabilité de la structure vis-à-vis des actions sismiques.

Le **RPA 99/2003** exige pour tout ouvrage implanté en zone sismique **IIa** ayant plus de 14 m de hauteur l'introduction des voiles dans le système de contreventement. Le problème est trouver la quantité et la bonne disposition des voiles tout en respectant l'aspect architecturale de la structure ainsi que le critère économique.

Le logiciel utilisé pour la modélisation est : **ETABS version 18**.

IV.1 Actions sismiques

Il existe trois méthodes de calcul données par **RPA 99/2003** et le choix de la méthode se fera en fonction du type de la structure :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

Le principe de la méthode statique équivalente est que les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux des actions sismiques, la méthode est utilisable sous des conditions dont l'une d'entre elles n'est pas vérifiée pour la structure étudiée (hauteur totale supérieure à 23 m), de ce fait la méthode la plus simple et adéquate est : la méthode modale spectrale avec logiciel mais le calcul de la force sismique à la base se fera par cette méthode statique équivalente :

- **Calcul de l'effort sismique à la base par la MSE**

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone : donné par le **tableau 4.1** du **RPA 99/2003**

Zone sismique **IIa** ; groupe d'usage 2 : $A = 0,15$

Q : facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad (\text{RPA 99 Formule 4.4}),$$

Avec Pq : la pénalité à retenir pour que les critères de qualité soit satisfaits ou non.

N°	Critère q	Sens xx		Sens yy	
		Observation	Pq	Observation	Pq
1	Condition minimale sur les files de contreventement	Non observé	0.05	Non observé	0.05
2	Redondance en plan	Non observé	0.05	Non observé	0.05
3	Régularité en plan	observé	0	Non observé	0.05
4	Régularité en élévation	observé	0	Non observé	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	observé	0	observé	0
6	Contrôle d'exécution	observé	0	observé	0

Tableau IV.1 Observation des pénalités *Pq*

$$Q_x = 1,1 ; Q_y = 1,2$$

R : coefficient de comportement global de la structure : en fonction du système de contreventement, sa valeur est donnée par le **Tableau 4.3** du *RPA 99/2003*

La structure étudiée est contreventée par un système : voiles-portiques par interaction : $R = 5$.

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n W_i$; $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes ; W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitations

β : Coefficient de pondération en fonction des charges d'exploitation, le cas étudié comporte des niveaux à usage d'habitation $\beta = 0,2$ et à usage commercial $\beta = 0,6$

Le poids total de la structure est obtenu par le logiciel *ETABS V18* : $W = 55087,64 \text{ KN}$.

D : Facteur d'amplification dynamique : en fonction de la période fondamentale **T**, de la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement du bâtiment η

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases} \quad \text{(RPA 99/2003 Formule 4.2).}$$

Avec $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,882 \quad \text{(RPA 99/2003 Formule 4.3).}$

$\xi = 7\%$: Pourcentage d'amortissement critique **tableau 4.2 RPA 99/2003**.

La période fondamentale de la structure :

La période fondamentale est donnée par le minimum des deux formules suivantes :

$$T_{empirique} = C_T \times h_N^{3/4} ; \quad T_{x,y}^{empirique} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(RPA 99/2003 article 4.2.4).}$$

T : période fondamentale de la structure ; h_N : hauteur totale de la structure = 33,66m.

C_T : coefficient en fonction du système du contreventement et du type de remplissage donné par le **tableau 4.6** du **RPA 99/2003**.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé donc $C_T=0.05$.

$L_{x,y}$: dimensions maximales du bâtiment mesurées à la base dans le sens de calcul.

$$L_x = 27m ; L_y = 19m.$$

$$T_x^{empirique} = \min(0,583; 0,699) = 0,583 s ; T_y^{empirique} = \min(0,695; 0,699) = 0,695 s$$

Valeur de T_1 et T_2 : en fonction de la catégorie du sol, données par le **tableau 4.7** du **RPA 99/2003**, la structure est implantée sur un sol meuble **S3** : $T_1 = 0,15 s$; $T_2 = 0,5 s$.

Donc pour le calcul de **D** :

$$T_2 \leq T_{x,y} \leq 3s \text{ donc : } D_{x,y} = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_{x,y}}\right)^{\frac{2}{3}} s : D_x = 1,99 ; D_y = 1,77$$

$$\text{Finalement : } V_x^{st} = 3617,61 \text{ KN} ; V_y^{st} = 3510,18 \text{ KN}$$

• **Méthode modale spectrale**

Cette méthode présente des avantages pour l'utilisation de l'analyse par ordinateur à partir de l'introduction de l'action sismique sous forme d'un spectre de réponse afin de déduire les déplacements et les sollicitations dans les structures.

Le spectre de réponse utilisé est déterminé par la **Formule 4.3.3** du **RPA99/2003** :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{5}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots\dots T > 3s. \end{cases}$$

Avec : $\frac{S_a}{g}$ accélération spectrale ; g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Le spectre de réponse est obtenu à partir de l'application *RPA* :

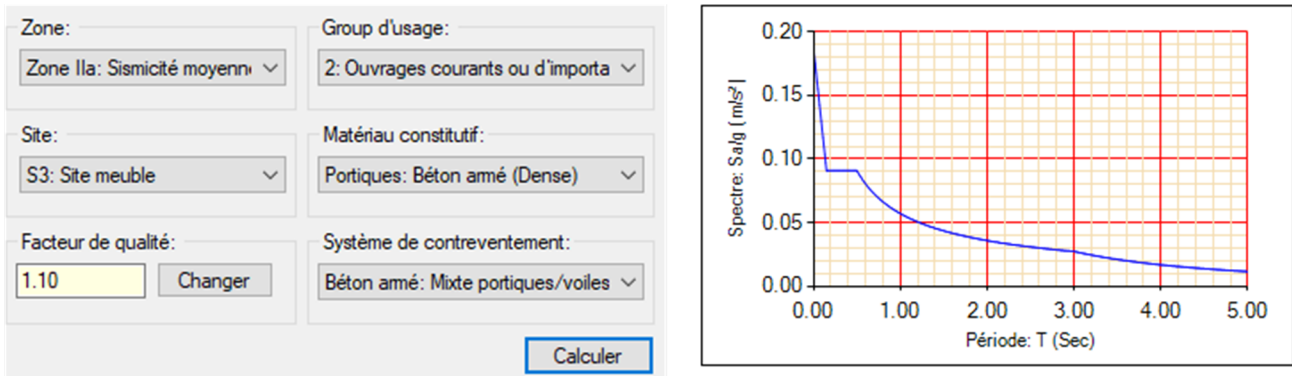


Figure IV.1 Spectre de réponse sens x

IV.2 Disposition des voiles

Le système de contreventement adapté pour la structure est : voiles-portiques par interaction en béton armé, pour ce mode de contreventement le *RPA99/2003* exige que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interaction, les portiques doivent reprendre les sollicitations dues aux charges verticales et au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Après avoir testé plusieurs dispositions des voiles afin d'obtenir un bon comportement de la structure vis-à-vis des séismes et par soucis de diminuer la période de vibration tout en respectant au maximum l'aspect architectural, la disposition choisie est représentée dans la figure ci-dessous

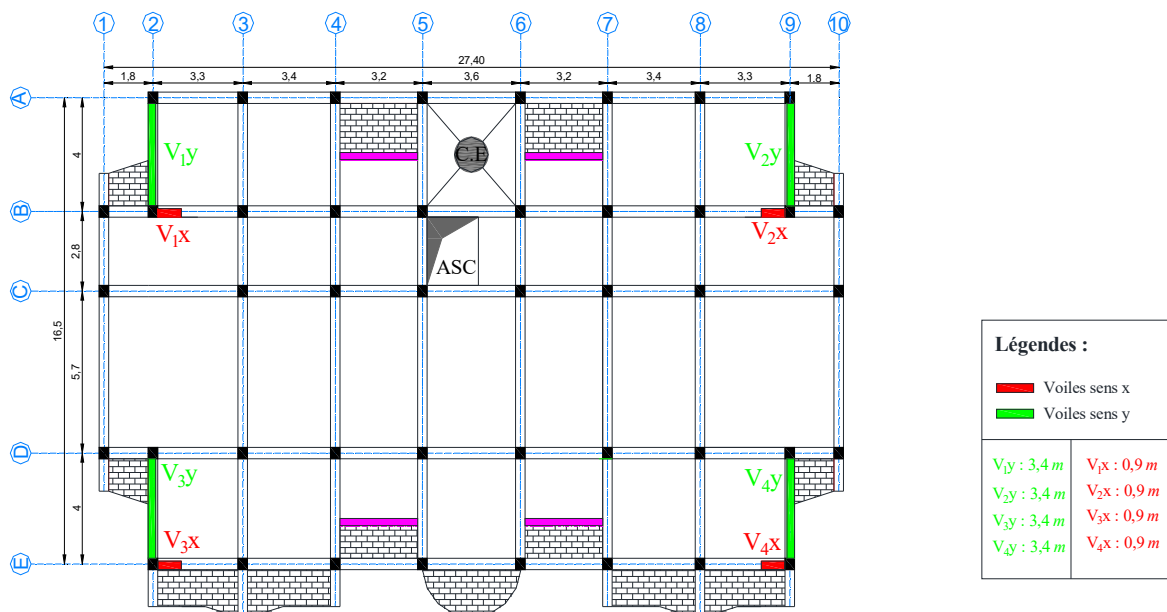


Figure IV.2 Disposition des voiles

Remarque : Vu l'architecture imposée, la disposition des voiles montrée dans la figure ci-dessus est l'unique disposition qui donne un bon comportement de la structure, par conséquent l'architecture a été touchée en particulier les balcons avoisinants les voiles dans le sens yy (blocage des ouvertures), ainsi que les voiles V_{3x}, V_{4x} qui sont placés dans des chambres à coucher. Donc on propose de modifier légèrement l'aspect architectural dans ces zones pour pouvoir garder la disposition des voiles proposée.

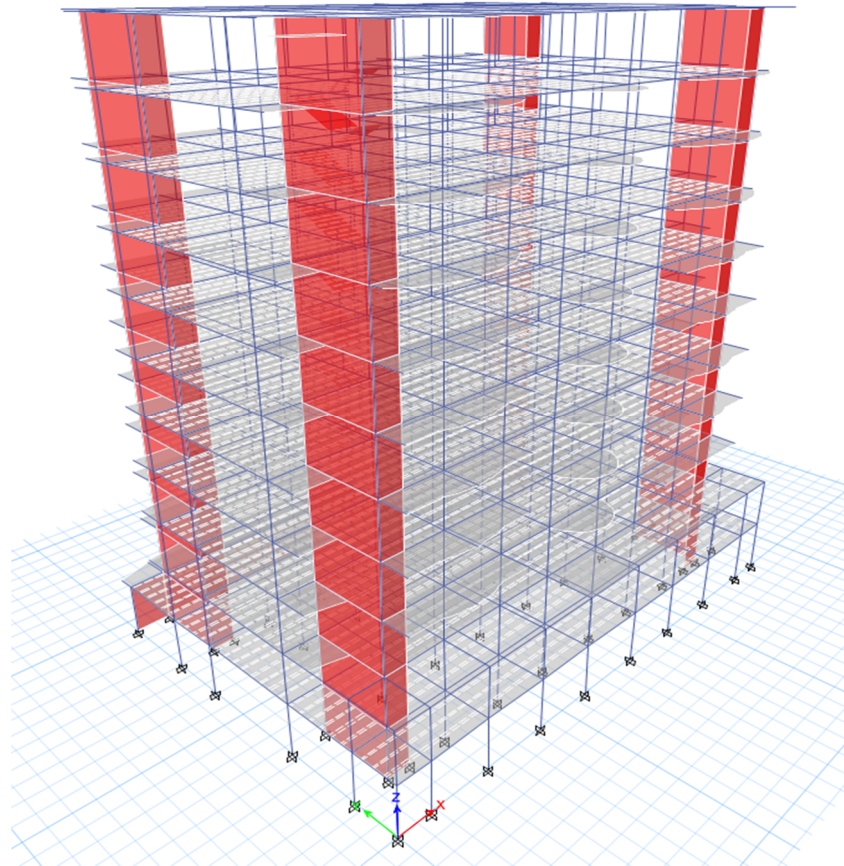


Figure IV.3 Vue en 3D de la structure sur *ETABS V18*

IV.3 Modes de vibration et taux de participation massique

D'après l'article 4.3.4 du *RPA 99/2003* le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitation doit être :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90 % de la masse totale de la structure. Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de 3 dans chaque direction considérée.

Mode	Période (s)	Mode individuel		Somme cumulée	
		UX (%)	UY (%)	UX (%)	UY (%)
1	0.849	0.6863	0.0000	0.6863	0.0000
2	0.719	0.0000	0.6377	0.6863	0.6377
3	0.588	0.0000	0.0000	0.6864	0.6377
4	0.279	0.1140	0.0000	0.8004	0.6377
5	0.183	0.0000	0.1876	0.8004	0.8253
6	0.158	0.0432	0.0000	0.8435	0.8253
7	0.149	0.0039	0.0000	0.8474	0.8253
8	0.103	0.0306	0.0000	0.8781	0.8253
9	0.083	0.0000	0.0801	0.8781	0.9054
10	0.074	0.0240	0.0000	0.9021	0.9054

Tableau IV.2 périodes de vibrations et taux de participation massique de la structure

Après l'analyse des résultats obtenus dans le tableau ci-dessus : le taux de participation massique selon le sens xx atteint les 90% au 10^{ème} mode, et au 9^{ème} mode pour le sens yy .

IV.4 Analyse du comportement de la structure

Les figures ci-dessous montrent le comportement de la structure dans les trois axes :

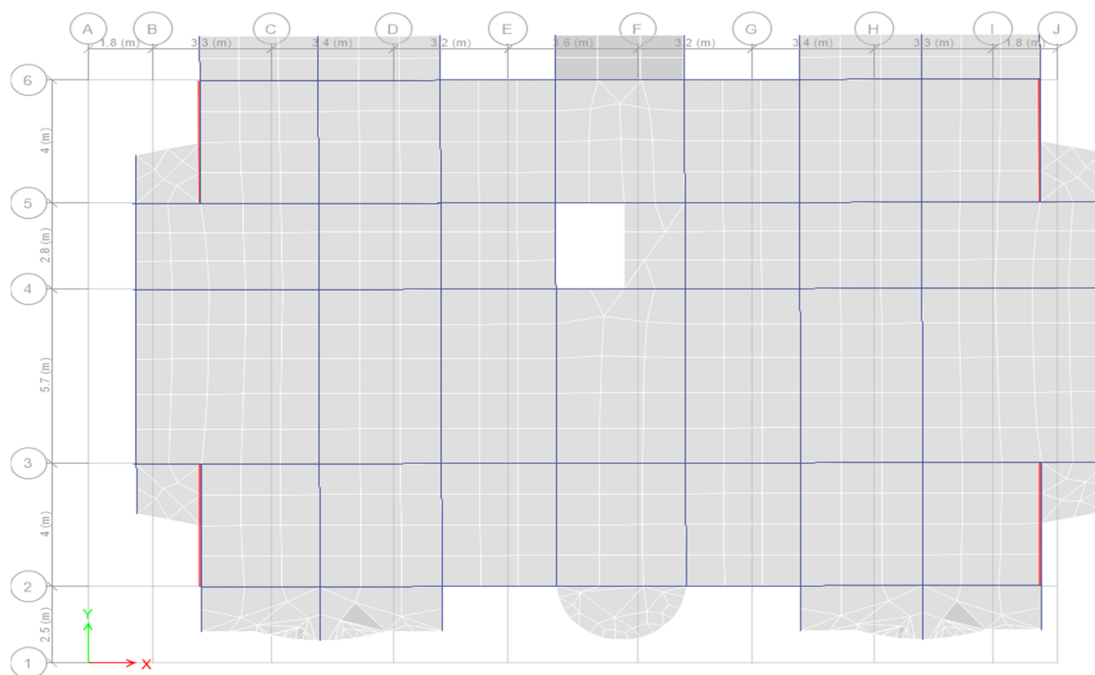


Figure IV.4 1^{er} mode de vibration selon le sens xx

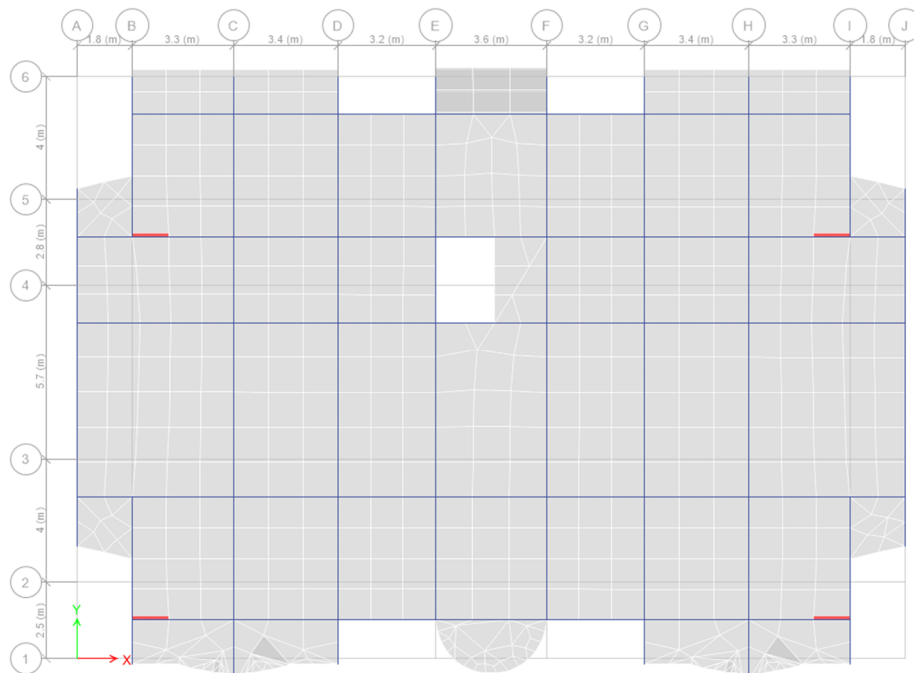


Figure IV.5 2^{ème} mode de vibration selon le sens yy

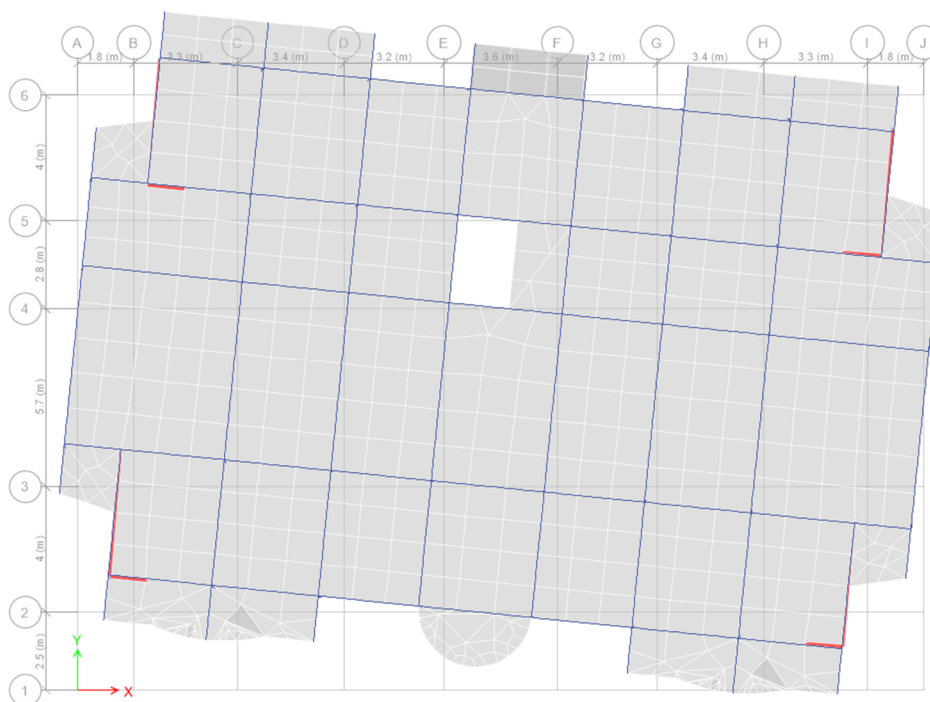


Figure IV.6 3^{ème} mode de vibration selon le sens zz

Remarques : Dans le premier mode on voit une translation selon le sens xx .Au deuxième mode une translation selon le sens yy et finalement le troisième mode qui donne une rotation selon le sens zz.

IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis/ des exigences du RPA 99/2003

IV.5.1 Vérification de l'effort tranchant à la base

D'après l'article 4.3.6 du RPA 99/2003 : la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dyn} > 0,8 V_{st}$$

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
xx	2456,84	3617,61	2894,08	non vérifiée
yy	2669,1	3510,18	2808,14	vérifiée

Tableau IV.3 Vérification de l'effort tranchant à la base

Remarque : l'effort tranchant à la base selon les deux sens n'est pas vérifié, donc les réponses obtenus à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées avec le coefficient a tel que :

$$a = \frac{0,8 V_{st}}{V_{dyn}} : a_x = 1,178 ; a_y = 1,05.$$

(L'accélération est prise dans le logiciel comme : $g = 10m/s^2$)

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
xx	2949,43	3617,61	2894,08	vérifiée
yy	2871,5	3510,18	2808,14	vérifiée

Tableau IV.4 Vérification de l'effort tranchant à la base après amplification

IV.5.2 Vérification de l'interaction voiles-portiques

- **Sous charges verticales**

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Charges reprises [KN]		Total	Pourcentage repris [%]		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
E.sol 1	49268.17	7895.49	57163.66	86.19	13.81	Vérifiée
RDC	46488.91	8220.47	54709.39	84.97	15.03	Vérifiée
Etage 01	40946.59	7858.42	48805.01	83.90	16.10	Vérifiée
Etage 02	35920.65	7295.97	43216.62	83.12	16.88	Vérifiée
Etage 03	31247.29	6453.69	37700.98	82.88	17.12	Vérifiée
Etage 04	26432.02	5751.15	32183.17	82.13	17.87	Vérifiée
Etage 05	21923.59	4822.94	26746.52	81.97	18.03	Vérifiée
Etage 06	17331.07	3977.34	21308.42	81.33	18.67	Vérifiée
Etage 07	12993.25	2992.20	15985.45	81.28	18.72	Vérifiée
Etage 08	8550.85	2104.12	10654.97	80.25	19.75	Vérifiée
Etage 09	4397.50	1076.39	5473.89	80.34	19.66	Vérifiée

Tableau IV.5 vérification de l'interaction sous charges verticales

- Sous charges horizontales

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Niveau	Charges reprises [KN]		Total	Pourcentage repris [%]		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
E.sol 1	139.61	394.18	533.79	26.15	73.85	Vérifiée
RDC	2129.78	578.96	2708.73	78.63	21.37	Vérifiée
Etage 01	1793.53	695.20	2488.73	72.07	27.93	Vérifiée
Etage 02	1807.65	560.53	2368.18	76.33	23.67	Vérifiée
Etage 03	1819.80	415.35	2235.15	81.42	18.58	Vérifiée
Etage 04	1533.52	514.26	2047.78	74.89	25.11	Vérifiée
Etage 05	1476.62	366.41	1843.03	80.12	19.88	Vérifiée
Etage 06	1232.37	367.73	1600.10	77.02	22.98	Vérifiée
Etage 07	1105.30	214.01	1319.32	83.78	16.22	Vérifiée
Etage 08	683.80	285.00	968.79	70.58	29.42	Vérifiée
Etage 09	620.56	135.19	755.75	82.11	17.89	Vérifiée

Tableau IV.6 vérification de l'interaction sous charges horizontales selon le sens xx

Niveau	Charges reprises [KN]		Total	Pourcentage repris [%]		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
E.sol 1	552.96	1450.12	2003.08	27.61	72.39	Vérifiée
RDC	758.66	1802.70	2561.35	29.62	70.38	Vérifiée
Etage 01	661.99	1763.66	2425.65	27.29	72.71	Vérifiée
Etage 02	641.87	1641.34	2283.21	28.11	71.89	Vérifiée
Etage 03	743.98	1391.75	2135.73	34.83	65.17	Vérifiée
Etage 04	735.13	1233.60	1968.73	37.34	62.66	Vérifiée
Etage 05	792.07	965.67	1757.74	45.06	54.94	Vérifiée
Etage 06	658.48	855.59	1514.07	43.49	56.51	Vérifiée
Etage 07	708.17	570.10	1278.27	55.40	44.60	Vérifiée
Etage 08	496.18	512.92	1009.10	49.17	50.83	Vérifiée
Etage 09	607.43	296.56	903.99	67.19	32.81	Vérifiée

Tableau IV.7 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon le sens yy

Remarque : L'interaction voiles-portiques est vérifiée sous charges verticales et horizontales pour tous les étages, sauf pour l'interaction sous charges horizontales dans le sens xx, les voiles ne travaillent pratiquement pas dans ce sens-là, cela est dû au mauvais emplacement des voiles et de leurs longueur presque négligeable, aucune possibilité d'y remédier vu la contrainte architecturale.

IV.5.3 Justifications vis-à-vis des déformations

D'après l'article 5.10 du *RPA 99/2003* les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$ égale à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau k calculé comme : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Niveau	Sens x-x						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k / h_k (%)	
E.sol 1	0	0	0	0.000	306	0.00	Vérifiée
RDC	0.026	0.131	0	0.131	306	0.04	Vérifiée
Etage 1	0.155	0.773	0.131	0.642	306	0.21	Vérifiée
Etage 2	0.360	1.800	0.773	1.027	306	0.34	Vérifiée
Etage 3	0.591	2.955	1.800	1.156	306	0.38	Vérifiée

Etage 4	0.823	4.115	2.955	1.160	306	0.38	<i>Vérifiée</i>
Etage 5	1.053	5.266	4.115	1.151	306	0.38	<i>Vérifiée</i>
Etage 6	1.267	6.336	5.266	1.070	306	0.35	<i>Vérifiée</i>
Etage 7	1.459	7.297	6.336	0.962	306	0.31	<i>Vérifiée</i>
Etage 8	1.626	8.129	7.297	0.832	306	0.27	<i>Vérifiée</i>
Etage 9	1.769	8.843	8.129	0.714	306	0.23	<i>Vérifiée</i>
T.I	1.880	9.398	8.843	0.556	306	0.18	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV.8 Vérification des déplacements dans le sens **xx**

Niveau	Sens y-y						Observation
	δ_k (cm)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	
E.sol 1	0.000	0	0	0.000	306	0.00	<i>Vérifiée</i>
RDC	0.025	0.124	0	0.124	306	0.04	<i>Vérifiée</i>
Etage 1	0.085	0.426	0.124	0.303	306	0.10	<i>Vérifiée</i>
Etage 2	0.178	0.888	0.426	0.462	306	0.15	<i>Vérifiée</i>
Etage 3	0.295	1.477	0.888	0.590	306	0.19	<i>Vérifiée</i>
Etage 4	0.430	2.152	1.477	0.675	306	0.22	<i>Vérifiée</i>
Etage 5	0.577	2.886	2.152	0.734	306	0.24	<i>Vérifiée</i>
Etage 6	0.730	3.650	2.886	0.764	306	0.25	<i>Vérifiée</i>
Etage 7	0.886	4.429	3.650	0.779	306	0.25	<i>Vérifiée</i>
Etage 8	1.040	5.199	4.429	0.770	306	0.25	<i>Vérifiée</i>
Etage 9	1.192	5.959	5.199	0.761	306	0.25	<i>Vérifiée</i>
T.I	1.339	6.696	5.959	0.737	306	0.24	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV.9 Vérification des déplacements dans le sens **yy**

D'après les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessus, les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage dans les deux sens.

IV.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$

Les effets de 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas d'un bâtiment si la condition suivante est satisfaite (d'après l'article 5.9 du *RPA 99/2003*) :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k considéré.

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif de l'étage k .

V_k : Effort tranchant au niveau k .

h_k : Hauteur de l'étage k .

Niveau	h_k (cm)	P_k (Kn)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
E.sol 1	306	6403.27	0.131	2949.43	0.001	0.124	2669.63	0.001
RDC	306	11338.75	0.642	2924.34	0.008	0.303	2617.03	0.004
Etage 1	306	16150.56	1.027	2850.99	0.019	0.462	2522.06	0.010
Etage 2	306	20931.15	1.156	2730.47	0.029	0.590	2399.62	0.017
Etage 3	306	25669.66	1.160	2552.45	0.038	0.675	2260.73	0.025
Etage 4	306	30372.03	1.151	2332.13	0.049	0.734	2092.77	0.035
Etage 5	306	35036.52	1.070	2074.14	0.059	0.764	1877.98	0.047
Etage 6	306	39636.41	0.962	1780.60	0.070	0.779	1624.34	0.062
Etage 7	306	44164.77	0.832	1439.73	0.083	0.770	1348.74	0.072
Etage 8	306	48594.71	0.714	1041.05	0.091	0.761	1029.12	0.088
Etage 9	306	53095.52	0.556	604.76	0.096	0.737	603.01	0.094

Tableau IV.10 Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$

Remarque : les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus signifient que les moments dû aux effets $P-\Delta$ sont négligeables en comparaison aux moments sismiques des étages.

IV.5.5 Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par l'article 7.4.3.1 du *RPA99/2003* et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dû au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N : Effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section en béton ;
 B : Section brute.

Les sections des poteaux adoptées initialement ne vérifient pas la condition ci-dessus après avoir calculé les efforts normaux des étages, les sections finales adoptées et les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après

Niveau	Section adoptées (cm ²)			N	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
E.sol 1	60	60	3600	1904.78	0.212	Vérifiée
RDC	55	55	3025	2247.32	0.297	Vérifiée
Etage 1	50	55	2750	1887.34	0.275	Vérifiée
Etage 2	50	50	2500	1533.80	0.245	Vérifiée
Etage 3	50	50	2500	1227.54	0.196	Vérifiée
Etage 4	45	50	2250	999.46	0.178	Vérifiée
Etage 5	45	50	2250	814.41	0.145	Vérifiée
Etage 6	45	45	2025	628.96	0.124	Vérifiée
Etage 7	45	45	2025	459.76	0.091	Vérifiée
Etage 8	40	40	1600	310.31	0.078	Vérifiée
Etage 9	40	40	1600	166.01	0.042	Vérifiée

Tableau IV.11 Vérification de l'effort normal réduit

Conclusion

Après plusieurs dispositions de voiles (possibilités très limitées suite aux contraintes architecturales) et modèles effectuées, les sections des éléments structuraux déjà calculées ne sont plus adéquates par rapport aux efforts sismiques donc de nouvelles dimensions sont mises en œuvre (résumées dans le tableau ci-dessous), les exigences du **RPA 99/2003** sont satisfaites ce qui donne suite au ferrailage des éléments structuraux.

Poutres principales (cm²)		30 × 50 (pour la travée L = 5,7m)					30 × 45 (pour les autres travées)				
Poutres secondaires (cm²)		30 × 50 (pour la travée L = 5,1m)					30 × 40 (pour les autres travées)				
Voiles (cm)		20									
Poteaux (cm²)											
E.S1	E.S2	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
60 × 60		55 × 55	50 × 55	50 × 50		45 × 50		45 × 45		40 × 40	

Tableau IV.12 Sections finales des éléments structuraux

Chapitre V

Calcul des éléments principaux

Introduction

Après l'étude dynamique de la structure et la récupération des résultats, il sera question d'étudier et de ferrailer les éléments de contreventement : poteaux, poutres et voiles à base des résultats obtenus par le logiciel **ETABS V18**. Les éléments porteurs doivent être suffisamment armés pour répondre et supporter toutes les charges et les sollicitations verticales et horizontales et assurer une bonne stabilité de la structure.

V.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant ce qui implique que le ferrailage se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables et les combinaisons montrées ci-dessous :

- Moment maximal et effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{corr}$.
- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{corr}$.
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{corr}$.
- $(1,35G + 1,5Q)$; $(G + Q \pm E)$; $(0,8G \pm E)$.

V.1.1 Exigences et recommandations du RPA99/2003

- **Armatures longitudinales**
 - Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence et droites.
 - La section minimale A_{min} est de 0,8% de la section du béton en zone IIa.
 - La section maximale A_{max} est de 4% de la section du béton en zone courante et 6% en zone nodale.
 - Le diamètre minimal est de $\varnothing 12$.
 - La longueur de recouvrement doit être au moins de $40\varnothing$ en zone IIa.

Remarque : la zone nodale est définie par :

$$\text{Avec : } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right); l' = 2h(\text{cm})$$

$b_1; h_1$: Dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : Hauteur d'étage.

h : Hauteur de la poutre.

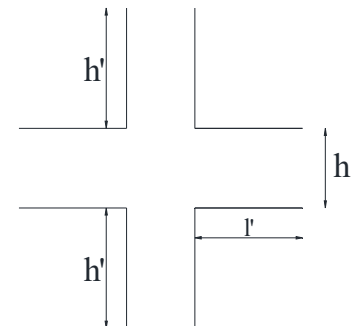


Figure V.1 Zone nodale

Niveau	Section (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	
			Zone courante	Zone nodale
E.S1+E.S2	60 × 60	28,8	144	216
RDC	55 × 55	24,2	121	181,5
01	50 × 55	22	110	180

02+03	50 × 50	20	100	150
04+05	45 × 50	18	90	135
06+07	45 × 45	16,2	81	121,5
08+09	40 × 40	12,8	64	96

Tableau V.1 Sections d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

- **Armatures transversales**

- Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \quad \text{Article 7.4.2.2 du RPA99/2003}$$

- L'espacement des barres est calculé comme : $st \leq \min(10\phi_l; 15cm)$ en zone nodale et $st \leq 15\phi_l$ en zone courante (ϕ_l diamètre minimal des armatures longitudinales).
- La section d'armatures transversale minimale est donnée par : $A_t^{min} = 0,3\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$ ou $A_t^{min} = 0,8\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right)$: a et b sont les dimensions de la section droite du poteau et l_f est la longueur du flambement du poteau.

V.1.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel *ETABS V18*

Niveau	Section (cm ²)	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V_u (KN)
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
E.S1+ E.S2	60 × 60	84,38	1190,66	2505,47	5,68	-387,2	13,6	54,67
RDC	55 × 55	163,71	392,40	2247,2	134,45	-717,87	2,11	166,95
01	50 × 55	120,52	414,72	1887,34	77,38	-504,04	2,41	143,42
02+03	50 × 50	122,86	849,28	1662,26	28,21	-328,27	2,28	117,58
04+05	45 × 50	108,58	529,54	1238,65	30,40	-100,17	2,43	91,88
06+07	45 × 45	94,60	396,8	827,04	28,60	-5,31	17,47	73,70
08+09	40 × 40	88,18	155,48	421,29	24,64	-79,55	3,22	63,10

Tableau V.2 Sollicitations maximales dans les poteaux

Remarque : le signe (-) de N_{min} signifie que c'est un effort de traction selon la convention du béton armé.

V.1.3 Ferrailage des poteaux

Exemple de calcul : le poteau 60×60 : $b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57,5 \text{ cm}$; $d' = 2,5 \text{ cm}$

- **Armatures longitudinales**

Cas 01 : $N_{max} = 2505,47 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 5,68 \text{ KN} \text{ (ELU)}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,0023 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$: le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton

N est un effort de compression et (c) est à l'intérieur de la section donc c'est une section partiellement comprimée avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} \text{ Avec } M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,69 \text{ MN.m}$$

$$(1) N_u(d - d') - M_{ua} = 0,68 \text{ MN.m} < (2) (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} = 0,91 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée : le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,25 ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,361 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,49 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 40,60 \text{ cm}^2 \quad (f_{st} = 348 \text{ MPA} : \text{situation durable} : \gamma_s = 1,15).$$

On revient à la flexion composée : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -31,43 \text{ cm}^2 < 0$.

Cas 02 : $M_{max} = 84,38 \text{ KN} \rightarrow N_{corr} = 1190,66 \text{ KN} (G + Q + E_x)$.

$e_G = \frac{M}{N} = 0,071 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$: le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton

N est un effort de compression et (c) est à l'intérieur de la section donc c'est une section partiellement comprimée avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} \text{ Avec } M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,41 \text{ MN.m}$$

$$(1) N_u(d - d') - M_{ua} = 0,24 \text{ MN.m} < (2) (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} = 1,18 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée : le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,112 ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,149 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 19,04 \text{ cm}^2 \quad (f_{st} = 400 \text{ MPa} : \text{situation accidentelle} : \gamma_s = 1).$$

On revient à la flexion composée : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -10,72 \text{ cm}^2 < 0$.

Cas 03 : $N_{min} = -387,2 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 13,6 \text{ KN.m} (0,8G + E_y)$.

$e_G = \frac{M}{N} = 0,04 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$: le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton

N est un effort de traction et (c) est à l'intérieur de la section donc c'est une section entièrement tendue, les armatures sont calculées à partir des formules suivantes :

$$A_1 = \frac{N_u}{f_{st}} \left(1 - \frac{e_a}{d-d'} \right); A_2 = \frac{N_u}{f_{st}} \times \frac{e_a}{d-d'}$$

Avec : e_a : position du centre de pression par rapport aux aciers inférieures

$e_a = \frac{h}{2} - e_G - d' = 0,24$; ($f_{st} = 400 \text{ MPa}$: situation accidentelle : $\gamma_s = 1$).

$$A_1 = 5,46 \text{ cm}^2 ; A_2 = 4,22 \text{ cm}^2$$

Remarque : Le ferrailage se fait avec la valeur la plus défavorable qui est A_1 de la SET par face : soit $4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2$ par face et $12HA14 = 18,48 \text{ cm}^2$ sur toute la section qui est inférieur à $A_{min}RPA = 28,8 \text{ cm}^2$: Finalement le ferrailage du poteau

60×60 se fera avec A_{min} : soit $4HA25 + 8HA14 = 31,96 \text{ cm}^2$ sur toute la section, le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Sections (cm^2)	Sollicitations	Comb	Type de section	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
E.S1+ E.S2	60 × 60	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	SPC	0	28,8	4HA25 + 8HA14 = 31,96 cm^2
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELUA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELUA	SET	18,48		
RDC	55 × 55	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	SPC	0	24,2	4HA20 + 8HA14 = 24,89 cm^2
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELUA	SPC	13,56		
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELUA	SET	24,89		
01	50 × 55	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	SPC	0	22	4HA20 + 8HA14 = 24,89 cm^2
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELUA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELUA	SET	20,36		
02+03	50 × 50	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	SPC	0	20	4HA16 + 8HA14 = 20,36 cm^2
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELUA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELUA	SET	15,20		
04+05	45 × 50	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	SPC	0	18	12HA14 = 18,47 cm^2
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELUA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELUA	SET	4,52		
06+07	45 × 45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	SPC	0	16,2	12HA14 = 18,47 cm^2
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELUA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELUA	SET	4,52		

08+09	40 × 40	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	SPC	0	12,8	12HA12 = 13,57 cm ²
		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELUA	SPC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	ELUA	SET	4,52		

Tableau V.3 Armatures longitudinales des poteaux

• **Armatures transversales**

Avant de calculer les armatures transversales il est nécessaire de vérifier la contrainte de cisaillement qui est donnée par l'article 7.4.3.2 du **RP499/2003**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g = \frac{l_f}{b \text{ (ou } h)}$: b ou h selon le sens de la force sismique (V_x ou V_y) qui provoque l'effort de cisaillement maximal dans le poteau : dans ce cas b=h.

$l_f = 0,7l_0$; l_0 : hauteur d'étage : $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$; $l_f = 2,14 \text{ m}$

$\lambda_g = 3,57 < 5$ donc $\rho_d = 0,04$: ce qui implique : $\bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$

$\tau_{bu} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$: Pas de risque de rupture par cisaillement.

La section d'armatures transversales est donnée par : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$ avec $\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Espacement des armatures : (ϕ_l^{min} : diamètre minimal des armatures longitudinales)

- Zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15\text{cm})$ soit $t = 10 \text{ cm}$.
- Zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min} = 21\text{cm}$ soit $t = 15 \text{ cm}$.

Finalement : $A_t = 0,97 \text{ cm}^2$

Section d'armatures minimale : $3 < \lambda_g = 3,57 < 5$

- Zone nodale : $A_t^{min} = 0,8\%(t_n \times b) = 4,8 \text{ cm}^2$.
- Zone courante : $A_t^{min} = 0,8\%(t_c \times b) = 6,2 \text{ cm}^2$.

$A_t^{min} > A_t$: le ferrailage se fait avec A_t^{min} soit : 3 cadres de HA10

Les résultats de la vérification des contraintes de cisaillement pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_{max} (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
E.S 01+02	2,77	4,62	0,04	57,5	54,67	0,16	1	Vérifiée
RDC	2,14	3,89	0,04	52,5	166,95	0,58	1	Vérifiée
01	2,14	4,28	0,04	52,5	143,42	0,55	1	Vérifiée

02+03	2,14	4,28	0,04	47,5	117,58	0,50	1	Vérifiée
04+05	2,14	4,76	0,04	47,5	91,88	0,43	1	Vérifiée
06+07	2,14	4,76	0,04	42,5	73,70	0,39	1	Vérifiée
08+09	2,14	5,35	0,075	37,5	63,10	0,42	1,88	Vérifiée

Tableau V.4 Contraintes de cisaillement dans les poteaux

Les résultats du calcul des armatures transversales sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	l_f (cm)	λ_g	V_{max} (KN)	t_n (cm)	t_c (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_{adapt} (cm ²)
E.S 01+02	2,14	4,62	54,67	10	15	1,48	6,2	8HA10 = 6,28
RDC	2,14	3,89	166,95	10	15	4,27	4,13	6HA10 = 4,71
01	2,14	4,28	143,42	10	15	3,67	4,13	6HA10 = 4,71
02+03	2,14	4,28	117,58	10	15	3,31	3,75	6HA10 = 4,71
04+05	2,14	4,76	91,88	10	15	2,58	3,75	6HA10 = 4,71
06+07	2,14	4,76	73,70	10	15	2,30	3,37	6HA10 = 4,71
08+09	2,14	5,35	63,10	10	15	2,18	3	6HA10 = 4,71

Tableau V.5 Armatures transversales des poteaux

V.1.2 Vérifications des poteaux

- **Vérification au flambement**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être pertinemment vérifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme, l'effort normal ultime est l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir de déformations par flambement, un exemple de calcul est illustré ci-dessous pour le poteau de l'entresol 02 (60×60)cm²; $N_{max} = 2424,76$ KN ; $l_0 = 3,06$ m .

$$N^{max} \leq N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du poteau $B_r = (b - 2) \times (h - 2) = 0,3364$ m².

$$\alpha : \text{Coefficient en fonction de l'élanement } \alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,02 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \text{ si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \text{ si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 2,774\text{m} ; i : \text{ rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b \times h}} = 0,173\text{m} ; \lambda = 10,34 ;$$

$$\alpha = 0,835.$$

$N^{max} = 2424,76$ KN $\leq N_u = 6129$ KN : Finalement le poteau ne risque pas de se flamber.

Les résultats pour les autres poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$l_f(m)$	$i(m)$	λ	α	$B_r(m^2)$	$A_s(cm^2)$	$N^{max}(KN)$	$N_u(KN)$
E.S01+02	2,77	0,173	10,34	0,835	0,3364	31,96	2505,47	5989,96
RDC	2,14	0,158	11,33	0,833	0,2809	24,89	2247,2	5008,89
01	2,14	0,158	11,33	0,833	0,2544	24,89	1887,34	4603,77
02+03	2,14	0,144	12,43	0,829	0,2304	20,36	1662,26	4082,11
04+05	2,14	0,144	12,43	0,829	0,2064	18,47	1238,65	3663,48
06+07	2,14	0,129	13,88	0,824	0,1849	18,47	827,04	3309,88
08+09	2,14	0,115	15,56	0,818	0,1444	13,57	421,29	2532,17

Tableau V.6 Vérification de l'effort normal ultime

La condition est vérifiée pour tous les poteaux et il n'y a aucun risque de flambement.

- **Vérification des contraintes**

Les fissurations sont peu nuisibles donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton qui est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : S : la section homogène $S = b \times h + 15A$; $M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$.

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15Ad}{S} ; V' = h - V ; I_{yy} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A(d - V')^2$$

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I_{yy} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	M_{serG} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
E.S01+02	57,5	31,96	33,23	26,77	0,021	1761,13	37,20	94,08	5,18	15
RDC	52,5	24,89	30,24	24,76	0,014	1493,93	38	78,93	6,10	15
01	52,5	24,89	30,49	24,51	0,013	1368,48	35,17	76,09	6,16	15
02+03	47,5	20,36	27,47	22,57	0,0092	1211,08	37,87	67,78	6,34	15
04+05	47,5	18,47	27,50	22,50	0,0089	902,60	37,38	59,95	5,42	15
06+07	42,5	18,47	24,94	20,06	0,0067	602,7	34,34	49,05	4,44	15
08+09	37,5	13,57	21,98	18,02	0,0041	301,5	40,89	47,07	4,19	15

Tableau V.7 Vérification des contraintes de compression du béton

Remarques : Les contraintes de compression du béton sont vérifiées pour tous les poteaux.

Les efforts N_{ser} et M_{ser} sont donnés par le logiciel **ETABS V18**.

- **Longueur de recouvrement**

Selon l'article 7.4.2.1 du *RPA99/2003* la longueur minimale de recouvrement en zone IIa est donnée par : $L_r \geq 40\phi$: ($\phi = 25\text{mm}$: $L_r = 100\text{cm}$) ; ($\phi = 20\text{mm}$: $L_r = 80\text{cm}$) ;

($\phi = 16\text{mm}$: $L_r = 70\text{cm}$) ; ($\phi = 14\text{mm}$: $L_r = 60\text{cm}$) ; ($\phi = 12\text{mm}$: $L_r = 50\text{cm}$).

- **Détermination de la zone nodale**

Niveau	E.S 01+02	RDC	01	02+03	04+05	06+07	08+09
h' (cm)	60	60	60	60	60	60	60
l' (cm)	90	90	90	90	90	90	90

Tableau V.8 Dimensions de la zone nodale

La figure ci-dessous représente le schéma de ferrailage des poteaux des deux entresols (les schémas des autres poteaux sont représentés dans l'*Annexe 05*).

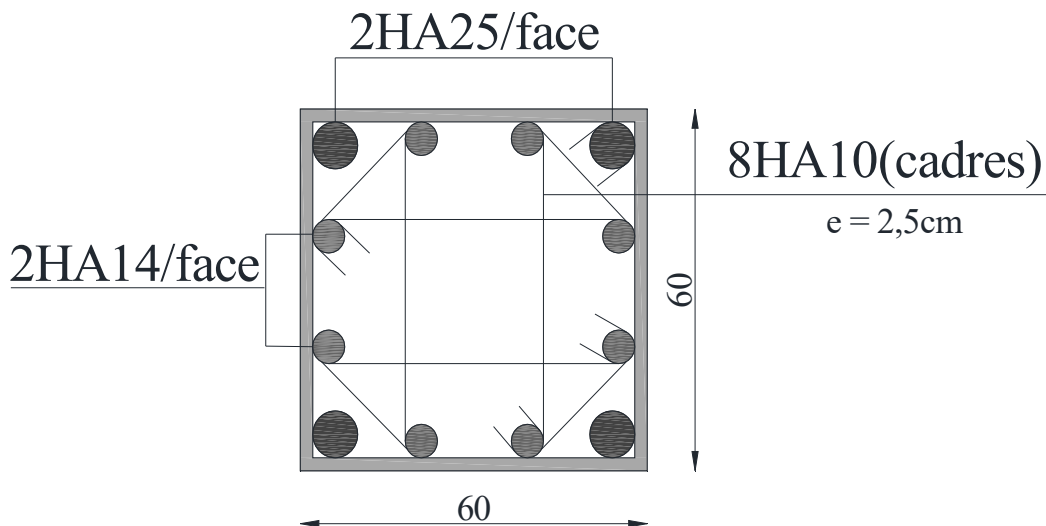


Figure V.2 Schéma de ferrailage des poteaux des entresols

V.2 Etude des poutres

Les poutres sont calculées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le ferrailage se fait à l'*ELU* et les vérifications se font à l'*ELS* avec les sollicitations maximales données par le logiciel *ETABS V18* sous les combinaisons suivantes :

$(1,35G + 1,5Q)$; $(G + Q)$; $(G + Q \pm E)$; $(0,8G \pm E)$.

V.2.1 Exigences et recommandations du *RPA99/2003*

- **Armatures longitudinales**

- La section d'armatures longitudinale minimale est donnée par : $A_{min} = 0,5\%(b \times h)$.
- Le pourcentage maximum des armatures longitudinales est donné par : 4% de la section du béton en zone courante et 6% en zone nodale.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

Type de poutre	Section	$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	
			Zone nodale	Zone courante
Poutres principales	30 × 50	7,5	90	60
	30 × 45	6,75	81	54
Poutres secondaires	30 × 50	7,5	90	60
	30 × 40	6	72	48

Tableau V.9 Sections maximales et minimales des armatures longitudinales des poutres

- **Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $0,3\% \times st \times b$.
- L'espacement maximal est donné par : $st = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ en zone nodale et $st \leq \frac{h}{2}$ en zone courante. Avec : h : hauteur de la poutre ; ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales.

V.2.2 Sollicitations dans les poutres

Type de poutre	Section (cm^2)	ELU-ELU.A		ELS		$V_{max} (KN)$
		$M_{travée} (KN.m)$	$M_{appui} (KN.m)$	$M_{travée} (KN.m)$	$M_{appui} (KN.m)$	
Poutres principales	30 × 50	101,44	137,05	71,66	96,88	165,65
	30 × 45	64,34	86,58	14,65	46,1	116,1
Poutres secondaires	30 × 50	48,30	76,46	4,46	21,28	45,76
	30 × 40	43,45	68,91	7,36	33,44	101,87
P.S associées aux voiles	30 × 40	46,36	139,04	7,71	36,47	125,39

Tableau V.10 Sollicitations maximales dans les poutres

Remarques :

Les sollicitations obtenues à partir du logiciel *ETABS V18* entre étages sont quasiment identiques donc elles sont classées selon les types de poutres (**tableau V.10**).

Les poutres associées aux voiles sont plus sollicitées que les autres, donc par raison d'économie elles seront ferrillées séparément.

Les formules et les exemples de ferrillage et des vérifications sont déjà cités en chapitre III (calcul des poutrelles) donc les résultats seront directement résumés dans les tableaux.

V.2.3 Ferrailage des poutres

• Armatures longitudinales

Type de poutre	Section (cm ²)	Zone	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Poutres principales	30 × 50	En appuis	8,99	7,5	3HA16 + 3HA12 = 9,42cm ²
		En travée	6,5		3HA16 + 3HA12 = 9,42cm ²
	30 × 45	En appuis	6,23	6,75	6HA12 = 6,78cm ²
		En travée	4,55		6HA12 = 6,78cm ²
Poutres secondaires	30 × 50	En appuis	4,82	7,5	3HA14 + 3HA12 = 8,01cm ²
		En travée	3		3HA14 + 3HA12 = 8,01cm ²
	30 × 40	En appuis	5,63	6	6HA12 = 6,78cm ²
		En travée	3,46		6HA12 = 6,78cm ²
P.S associées aux voiles	30 × 40	En appuis	12,31	6	4HA16 + 3HA14 = 12,66cm ²
		En travée	3,7		6HA14 = 9,24cm ²

Tableau V.11 Armatures longitudinales des poutres

• Armatures transversales

Avant de calculer les armatures transversales, il est nécessaire de vérifier les contraintes de cisaillement : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = 3.33 \text{ MPa}$ (fissuration peu nuisible).

Type de poutre	Section (cm ²)	V _{max} (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	30 × 50	165,65	1,16	3,33	Vérifiée
	30 × 45	116,1	0,91	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	30 × 50	45,76	0,32	3,33	Vérifiée
	30 × 40	101,87	0,91	3,33	Vérifiée
P.S associées aux voiles	30 × 40	125,39	1,11	3,33	Vérifiée

Tableau V.12 Contraintes de cisaillement dans les poutres

Espacement des armatures :

- Zone nodale : $st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi^{min}\right)$; $st \leq \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1.2\right) \Rightarrow st \leq 12,5 \text{ cm}$
- Zone courante : $st \leq \frac{h}{2}$; $st \leq 30 \text{ cm}$.

Soit un espacement de $st = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $st = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

La section des armatures transversales est donnée par l'expression :

$$\frac{A_t}{b \cdot st} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.8 f_e} : A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures minimales : $A_{min} = 0,3\% \times st \times b = 1,35 \text{ cm}^2 > A_t$.

Soit un cadre et un étrier Ø8 pour tous types de poutres (4HA8 = 2,01cm²).

V.2.3 Vérifications des poutres

- Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$: (poutre principale 30×50 : $A_{min} = 1,7 \text{ cm}^2$) ; (poutre principale 30×45 : $A_{min} = 1,54 \text{ cm}^2$) ; (poutre secondaire 30×50 : $A_{min} = 1,7 \text{ cm}^2$) ; (poutre secondaire 30×40 : $A_{min} = 1,36 \text{ cm}^2$) : la condition de non fragilité est vérifiée.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rive : $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$.

Appuis intermédiaire : $A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$.

Type de poutre	Section (cm ²)	V _{max} (KN)	M _a (KN.m)	A _l (cm ²)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{inter} (cm ²)	Observation
Poutres principales	30 × 50	165,65	-137,05	9,42	4,76	-4,45	Vérifiée
	30 × 45	116,1	-86,58	6,78	3,34	-3,17	Vérifiée
Poutres secondaires	30 × 50	45,76	-76,46	8,01	1,32	-3,83	Vérifiée
	30 × 40	101,87	-68,91	6,78	2,89	-2,94	Vérifiée
P.S associées aux voiles	30 × 40	125,39	-139,04	12,66	3,60	-8,24	Vérifiée

Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- Vérifications à l'ELS

- Vérification de l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Type de poutre	Section (cm ²)	Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	30 × 50	Appuis	96,88	9,42	16,96	180573	6,73	Vérifiée
		Travée	71,66	9,42	16,96	180573	9,10	Vérifiée
	30 × 45	Appuis	46,05	6,78	13,92	110043	5,80	Vérifiée
		Travée	14,65	6,78	13,92	110043	1,85	Vérifiée
Poutres secondaires	30 × 50	Appuis	21,28	8,01	15,91	160174	2,11	Vérifiée
		Travée	4,46	8,01	15,91	160174	0,44	Vérifiée
	30 × 40	Appuis	33,44	6,78	12,91	83012	5,20	Vérifiée
		Travée	7,36	6,78	12,91	83012	1,14	Vérifiée
P.S associées aux voiles	30 × 40	Appuis	36,47	12,66	14,56	103804	5,12	Vérifiée
		Travée	7,71	9,24	16,36	128654	1,08	Vérifiée

Tableau V.14 Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres

- Vérification de la flèche

La flèche sera vérifiée si l'une des conditions suivante n'est pas vérifiée :

(1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l$; (2) $\frac{A}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$; (3) $l \leq 8 \text{ m}$.

Type de poutre	Section (cm ²)	M _{0ser} (KN.m)	M _{tser} (KN.m)	l (m)	h (m)	h _f (m)	Observation
Poutres principales	30 × 50	105,98	71,63	5,7	0,5	0,38	Vérifiée
	30 × 45	15,52	14,65	2,5	0,45	0,24	Vérifiée
Poutres secondaires	30 × 50	16,46	4,46	5,1	0,5	0,32	Vérifiée
	30 × 40	6,9	7,36	3,3	0,4	0,35	Vérifiée
P.S associées aux voiles	30 × 40	6,89	7,71	3,3	0,4	0,34	Vérifiée

Tableau V.15 Vérification de la condition (1) de la flèche

Type de poutre	Section (cm ²)	A (cm ²)	$b \times d \times \frac{4,2}{f_e}$	Observation
Poutres principales	30 × 50	9,42	15,75	Vérifiée
	30 × 45	6,78	14,17	Vérifiée
Poutres secondaires	30 × 50	8,01	15,75	Vérifiée
	30 × 40	12,66	14,25	Vérifiée
P.S associées aux voiles	30 × 40	9,24	14,25	Vérifiée

Tableau V.16 Vérification de la condition (2) de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification de la zone nodale**

Dans le souci d'assurer que les rotules plastique se forment dans poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99/2003** exige de vérifier les condition suivante : $|M_N| + |M_S| \geq 1,25[|M_w| + |M_E|]$

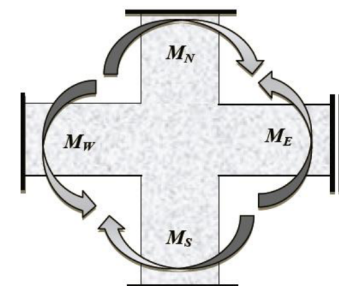


Figure V.3 Vérification de la zone nodale

- **Moments résistants dans les poteaux**

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } Z = 0,9h ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
E.S01+02	60 × 60	54	31,96	600,29
RDC	55 × 55	45,5	24,89	428,54
01	50 × 55	49,5	24,89	428,54
02+03	50 × 50	45	20,36	318,68
04+05	45 × 50	45	18,47	289,1
06+07	45 × 45	40,5	18,47	260,19
08+09	40 × 40	36	13,57	169,92

Tableau V.17 Moments résistants dans les poteaux

Type de poutre	Section (cm^2)	Z (cm)	A_s (cm^2)	M_R ($KN.m$)
Poutres principales	30 × 50	45	9,41	147,44
	30 × 45	40,5	6,78	95,51
Poutres secondaires	30 × 50	45	9,24	144,63
	30 × 40	36	12,66	158,53

Tableau V.18 Moments résistants dans les poutres

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Remarque : d'après le **RPA99/2003** la vérification n'est pas nécessaire pour les deux derniers étages concernant les bâtiments supérieurs à R+2.

Niveau	M_S ($KN.m$)	M_N ($KN.m$)	M_W ($KN.m$)	M_E ($KN.m$)	$M_S + M_N$	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
01	600.29	600.29	147.44	95.51	1200.58	303.69	Vérifiée
02	600.29	428.54	147.44	95.51	1028.83	303.69	Vérifiée
03	428.54	428.54	147.44	95.51	857.08	303.69	Vérifiée
04	428.54	318.68	147.44	95.51	747.22	303.69	Vérifiée
05	318.68	318.68	147.44	95.51	637.36	303.69	Vérifiée
06	318.68	289.10	147.44	95.51	607.77	303.69	Vérifiée
07	289.10	289.10	147.44	95.51	578.19	303.69	Vérifiée
08	289.10	260.19	147.44	95.51	549.28	303.69	Vérifiée
09	260.19	260.19	147.44	95.51	520.37	303.69	Vérifiée
10	260.19	169,92	147.44	95.51	430,11	303.69	Vérifiée

Tableau V.19 Vérification de la zone nodale dans le sens principal

Niveau	M_S ($KN.m$)	M_N ($KN.m$)	M_W ($KN.m$)	M_E ($KN.m$)	$M_S + M_N$	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
01	600.29	600.29	144,63	158,63	1200.58	304,41	Vérifiée
02	600.29	428.54	144,63	158,63	1028.83	304,41	Vérifiée
03	428.54	428.54	144,63	158,63	857.08	304,41	Vérifiée
04	428.54	318.68	144,63	158,63	747.22	304,41	Vérifiée
05	318.68	318.68	144,63	158,63	637.36	304,41	Vérifiée
06	318.68	289.10	144,63	158,63	607.77	304,41	Vérifiée
07	289.10	289.10	144,63	158,63	578.19	304,41	Vérifiée
08	289.10	260.19	144,63	158,63	549.28	304,41	Vérifiée
09	260.19	260.19	144,63	158,63	520.37	304,41	Vérifiée
10	260.19	169,92	144,63	158,63	430,11	304,41	Vérifiée

Tableau V.20 Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera au niveau des poutres.

Ci-dessous le schéma de ferrailage de la poutre principale (30 × 50) (les autres schémas sont représentés dans l'*Annexe 06*).

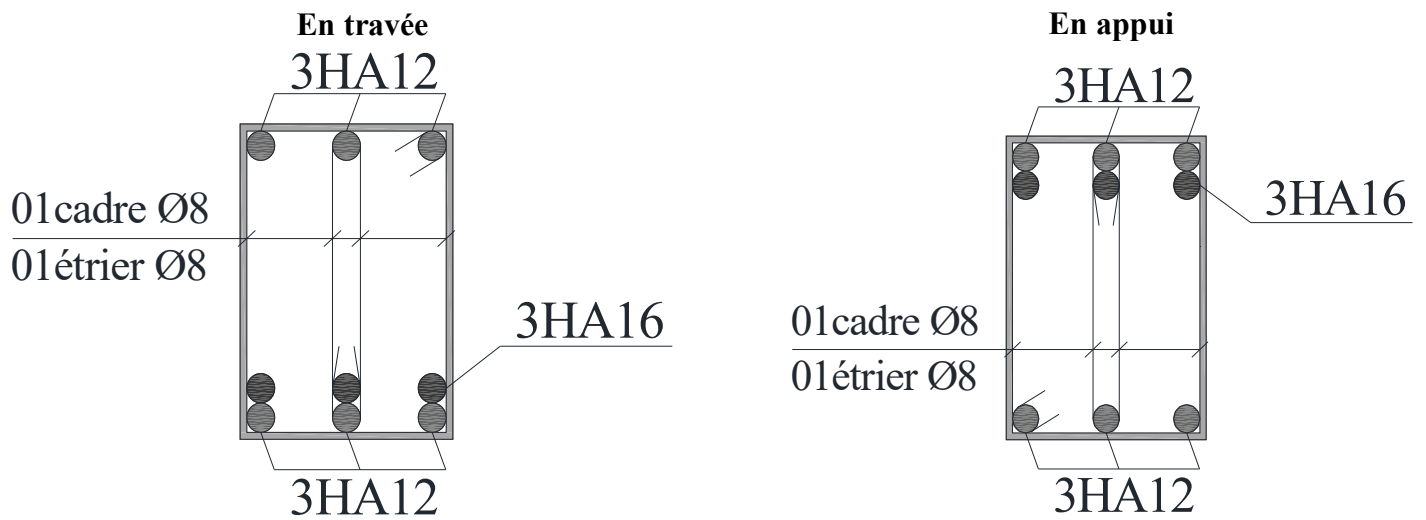


Figure V.4 Schéma de ferrailage de la poutre principale 30 × 50

V.3 Etude des voiles

Les voiles sont ferrillées à la flexion composée avec les sollicitations maximales données par le logiciel **ETABS V18** selon les combinaisons suivantes :

$(1,35G + 1,5Q)$; $(G + Q \pm E)$; $(0,8G \pm E)$.

V.3.1 Exigences et recommandations du *RPA99/2003* (article 7.7.4)

- **Armatures verticales**

Destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $0.2\% \times l_t \times e$
 l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (St) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont essentiellement destinées à reprendre les efforts tranchants et éviter le flambement des barres verticales, elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\emptyset$.

- **Recommandations communes**

- L'espacement $St \leq \min(1.5e ; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 1) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le pourcentage minimal d'armatures est de : $A_{min} = 0,15\% \times b \times h$ dans la zone extrême du voile et $A_{min} = 0,10\% \times b \times h$ dans la zone courante.
- Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture et doit être calculée par la formule suivante : $A_v^j = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V = 1,4 \times V_u$.

V.3.2 Sollicitations maximales des voiles

Etage	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V_{max} (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Entresol 02 - étage 01	Vx_1	2504,41	16,13	-499,48	57,12	589,55	1189,89	199,86
	Vx_2	2521,75	24,08	-503,51	14,51	574,83	782,30	196,33
	Vx_3	2778,81	49,34	-614,99	29,87	498,89	1261,97	190,37
	Vx_4	2786,16	50,61	-620,59	0,17	498,20	931,24	200,37
	Vy_1	3785,59	5688,16	-642,45	3035,92	6312,69	1578,70	693,58
	Vy_2	3804,93	5701,34	-644,16	3049,42	6371,01	1579,76	700,76
	Vy_3	4206,03	826,90	-1512,2	2932,87	6306,71	3433,14	520,54
	Vy_4	4194,77	829,99	-1521,2	3846,91	6343,94	3440,04	532,01
Etage 02 - étage 05	Vx_1	1401,96	74,86	-57,20	69,61	290,16	928,59	175,90
	Vx_2	1411,10	15,55	-57,47	15,92	291,12	700,84	175,08
	Vx_3	1711,08	114,33	-258,56	91,20	249,89	496,32	145,78
	Vx_4	1725,40	55,38	-260,61	42,47	248,07	728,93	145,18
	Vy_1	2951,85	0,25	-529,35	686,4	3443,89	711,35	477,45
	Vy_2	2978,37	13,41	-533,75	685,67	3468,5	2967,23	481,05
	Vy_3	3158,57	116,96	-831,05	725,49	3412,74	2419,27	487,30
	Vy_4	3187,11	130,27	-836,45	724,87	3447,49	2441,06	490,33
Etage 06 - étage 09	Vx_1	544,77	79,41	-10,55	120,70	258,13	257,52	128,73
	Vx_2	546,63	25,55	-10,02	18,46	257,90	462,81	129,23
	Vx_3	608,30	112,96	-6,49	11,08	239,62	296,10	118,81
	Vx_4	608,92	1,76	-5,35	29,31	237,37	464,64	118,40
	Vy_1	1512,56	50,83	-89,21	82,86	891,05	864,60	241,49
	Vy_2	1523,77	43,09	-88,52	83,57	889,71	872,57	242,93
	Vy_3	1617,92	3,39	-80,39	218,97	869,97	917,96	276,07
	Vy_4	1628,60	3,96	-78,29	219,15	878,46	921,70	279,99

Tableau V.21 Sollicitations maximales dans les voiles

Remarque : d'après les résultats obtenus, les efforts sont diminués légèrement d'une façon décroissante en élévation, donc par soucis d'économie et de pratique sur chantier, le ferrailage se fera par groupe de 04 étages.

V.3.3 Ferrailage des voiles

- **Armatures verticales**

Un exemple de ferrailage est illustré ci-dessous, il s'agit du voile Vx_1 de l'entresol 02 avec les sollicitations $M_{max} = 589,55 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 1189,89 \text{ KN}$ pour une section ($e \times l$).

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,5 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,45 \text{ m} : \text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section du béton}$$

N est un effort de compression et (c) est à l'extérieur de la section donc c'est une section partiellement comprimée avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} \text{ Avec } M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,96 \text{ MN.m}$$

$$(1) N_u(d - d') - M_{ua} = -0,11 \text{ MN.m} < (2) (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} = 0,87 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée : le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,400 ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,688 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,62 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 43,24 \text{ cm}^2 \quad (f_{st} = 400 \text{ MPA} : \text{situation accidentelle} : \gamma_s = 1).$$

$$\text{On revient à la flexion composée} : A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 13,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_v = 6HA14 + 4HA12 = 13,76 \text{ cm}^2 ; (A_v \text{ sur la zone tendue}).$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

$$A_{min}^{RPA} = 0,15\% \times (e \times l) = 2,7 \text{ cm}^2. A_{min}^{BAEL} = 0,23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{La valeur de la longueur tondue} : l_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = 0,31 \text{ m}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{min} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y = -15,22 \text{ MPa} ; \sigma_{max} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y = 28,45 \text{ MPa}.$$

($\sigma_{max} = 28,45 \text{ MPa} > f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ Cela implique l'augmentation de la section du voile ce qui n'est pas possible vu la contrainte architecturale).

- **Armatures minimales dans la zone tendue**

$$A_{min}^{RPA} = 0,2\%(e \times l_t) = 1,26 \text{ cm}^2 ; .$$

- **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{RPA} = 0,1\% \times (e \times l_c) = 0,54 \text{ cm}^2 \text{ Avec} : l_c = l - 2l_t = 0,27 \text{ m}.$$

$$\text{Espacement des armatures verticales} : St_v \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) \text{ soit } St_v = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales**

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \text{ Avec} : \tau_u = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = 1,65 \text{ MPa} \text{ finalement} : A_h \geq 2,06 \text{ cm}^2 ; St_h = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } A_h = 9HA10$$

Remarque : le ferrailage se fait avec la combinaison de sollicitations la plus défavorable.

La figure ci-dessous représente le schéma de ferrailage du voile Vx_1 de l'entresol 01 (Les autres schémas des voiles sont représentés dans l'*Annexe 07*).

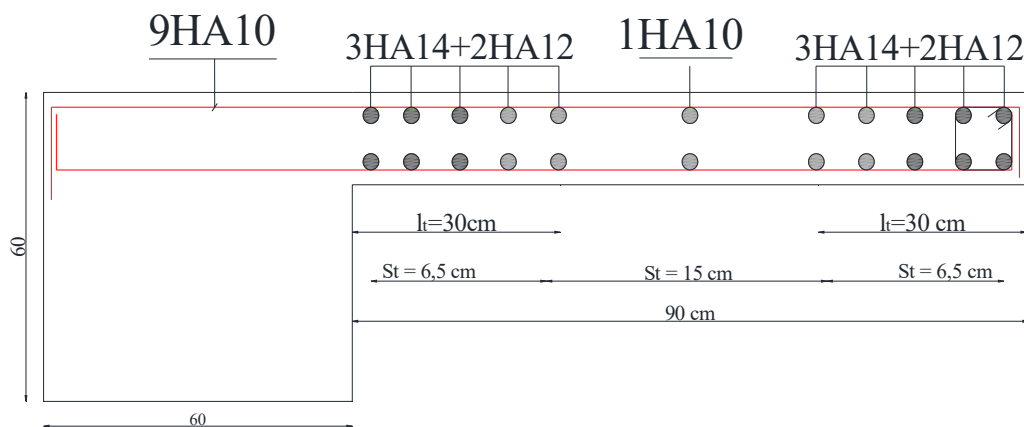


Figure V.5 Schéma de ferrailage du voile V_{x1} de l'entresol 02

Le ferrailage des autres voiles est résumé dans les tableaux suivants :

Voiles	Entresol 02 - étage 01							
	Vx_1	Vx_2	Vx_3	Vx_4	Vy_1	Vy_2	Vy_3	Vy_4
l (cm)	90	90	90	90	3,4	3,4	3,4	3,4
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
Combinaison	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}
l_t (m)	0,31	0,34	0,28	0,32	1,46	1,46	1,16	1,16
A_v^{cal} (cm ²)	13,5	13,52	7,86	8,93	36,37	36,93	19,98	20,36
A_v^{min} (cm ²)	2,7	2,7	2,7	2,7	10,2	10,2	10,2	10,2
A_{min}^{ten} (cm ²)	1,26	1,43	1,12	1,3	5,83	5,84	4,62	4,63
A_v (cm ²)	6HA14 + 4HA12	6HA14 + 4HA12	8HA12	8HA12	12HA14 + 16HA12	12HA14 + 16HA12	20HA12	20HA12
St_v (cm)	15	15	15	15	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	2,06	2,02	1,96	2,06	1,82	1,84	1,37	1,36
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h (cm ²)	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
St_h (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30

Tableau V.22 Ferrailage des voiles Entresol 02 – étage 01

Voiles	Etage02 - étage 05							
	Vx_1	Vx_2	Vx_3	Vx_4	Vy_1	Vy_2	Vy_3	Vy_4
l (cm)	90	90	90	90	3,4	3,4	3,4	3,4
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
Combinaison	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}
l_t (m)	0,23	0,29	0,32	0,25	1,5	0,88	1,02	1,02
A_v^{cal} (cm ²)	0	1,62	2,13	0	18,84	0	0,95	1,07
A^{min} (cm ²)	2,7	2,7	2,7	2,7	10,2	10,2	10,2	10,2
A_{min}^{ten} (cm ²)	0,94	1,15	1,26	1,01	6,00	3,51	4,08	4,08
A_v (cm ²)	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	28HA10	16HA10	16HA10	16HA10
St_v (cm)	15	15	15	15	22	22	22	22
A_h^{cal} (cm ²)	1,81	1,8	1,5	1,5	1,25	1,26	1,27	1,28
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h (cm ²)	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
St_h (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30

Tableau V.23 Ferrailage des voiles étage 02 – étage 05

Voiles	Etage 06 - étage 09							
	Vx_1	Vx_2	Vx_3	Vx_4	Vy_1	Vy_2	Vy_3	Vy_4
l (cm)	90	90	90	90	3,4	3,4	3,4	3,4
e (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
Combinaison	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}	M_{max}, N_{corr}
l_t (m)	0,37	0,33	0,37	0,32	0,76	0,75	0,7	0,7
A_v^{cal} (cm ²)	5,02	2,77	3,95	2,01	0	0	0	0
A^{min} (cm ²)	2,7	2,7	2,7	2,7	10,2	10,2	10,2	10,2
A_{min}^{ten} (cm ²)	1,53	1,32	1,47	1,27	3,05	3,01	2,74	2,77
A_v (cm ²)	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
St_v (cm)	15	15	15	15	22	22	22	22
A_h^{cal} (cm ²)	1,33	1,33	1,22	1,22	0,63	0,63	0,72	0,73
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h (cm ²)	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
St_h (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30

Tableau V.24 Ferrailage des voiles étage 06 – étage 09

Remarque : la quantité d'armatures donnée par le calcul à la flexion composée est disposée dans les zones tendues, la zone comprimée sera ferrillée avec des armatures de construction.

Conclusion

Le cinquième chapitre consistait à trouver la quantité d'armatures nécessaire pour l'ensemble des éléments principaux : poteaux, poutres et voiles. Pour que ces derniers puissent assurer leurs rôles respectifs. Le *RPA 99/2003* donne des instructions précises pour la conception d'une ossature solide est prête à reprendre n'importe quelle charge soit-elle horizontale ou verticale et assurer la sécurité requise, quelques fois la sécurité et la facilité de la mise en œuvre sur chantier nous obligent à négliger l'économie. Maintenant que tous éléments sont étudiés, reste à déterminer le type de fondations nécessaires pour reprendre la structure qui fait l'objet du prochain et dernier chapitre.

Chapitre VI

Etude des fondations

Introduction

Les fondations sont les éléments chargés de transmettre les charges et les sollicitations issues de la superstructure au sol. Pour faire le choix de la fondation et son dimensionnement, il est nécessaire de connaître les caractéristiques du sol et sa capacité portante qui sont donnés par l'étude géotechnique. Généralement, pour les bâtiments courants, trois types de fondations sont les plus utilisés : les semelles isolées, semelles filantes et le radier général (fondations superficielles), les trois seront vérifiés pour finalement désigner le type le plus adapté pour la structure.

D'après le *RPA99/2003* le dimensionnement et le ferrailage se fait sous les combinaisons suivantes :

$(G + Q \pm E)$; $(0,8G \pm E)$: **Article 10.1.4.1.**

VI.1 Caractéristiques du sol

D'après la conclusion du rapport de sol, le terrain d'assise est classé comme étant un sol meuble de catégorie S3, et une contrainte admissible du sol de $\bar{\sigma} = 1,75 \text{ bars}$ à (*ELS*) pour une profondeur d'ancrage minimale de $D = 2 \text{ m}$. (Rapport de sol *Annexe 08*)

VI.2 Choix du type de fondations

VI.2.1 Semelles isolées

La vérification se fait pour la semelle la plus sollicitée (celle au-dessous du poteau le plus sollicité) avec la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ avec :

N : L'effort normal transmit aux fondations donné par le logiciel *ETABS V18* : $N = 1989,09 \text{ KN}$

S : Surface de la semelle.

Le poteau à la base est de dimensions $a = 60 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$ ce qui donne une semelle rectangulaire de $A \times B$ qui doit satisfaire la condition suivante : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$. Ce qui implique : $A = B$

Finalement : $B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$; $B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$; $B \geq 3,37 \text{ m}$ soit une largeur de semelle $B = 3,5 \text{ m}$

Sachant que l'entraxe minimal des poteaux est de $1,8 \text{ m}$ donc ce type de fondations ne convient pas pour la structure, ce qui donne suite à la vérification des semelles filantes

VI.2.2 Semelles filantes

Pour ce type de fondations, il s'agit de déterminer la semelle filante la plus sollicitée, c'est-à-dire celle située sous le portique qui donne les efforts normaux maximaux (donnés par le logiciel *ETABS V18*). Le schéma ci-dessous représente la semelle filante à étudier :

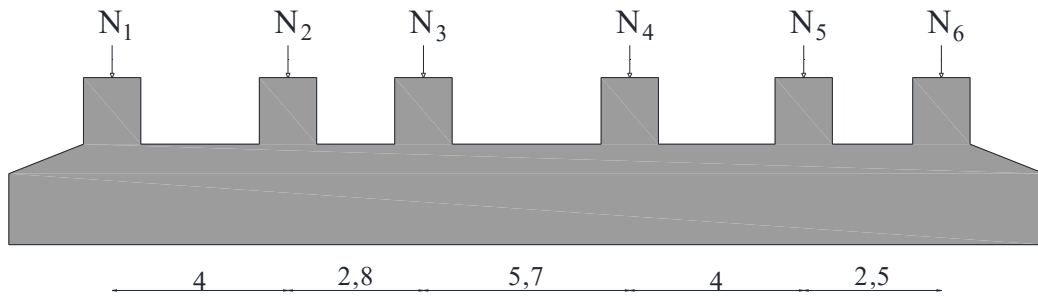


Figure VI.1 Schéma de la semelle filante la plus sollicitée

$$N_1 = 1319,86 \text{ KN} ; N_2 = 1365,35 \text{ KN} ; N_3 = 1754,59 \text{ KN} ; N_4 = 1989,09 \text{ KN} ; \\ N_5 = 1363,19 \text{ KN} ; N_6 = 269,71 \text{ KN} . \sum N = 8061,9 \text{ KN}$$

La surface de la semelle se calcule avec la condition suivante : $S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$.

$L = 20,5 \text{ m}$: Largeur de la semelle.

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} ; B \geq 2,25 \text{ m} ; \text{ soit une largeur de } B = 2,5 \text{ cm}.$$

La largeur minimale de la semelle filante n'est pas vérifiée vis-à-vis de l'entraxe minimal des poteaux, donc les semelles filantes ne sont pas adéquates avec ce projet, finalement le radier général est le mieux adapté pour reprendre la structure.

VI.2.3 Radier général

Le radier général appelé aussi plancher renversé, généralement il est choisit lorsque le sol est mauvais où la charges transmises sont très importantes où bien lorsque les poteaux sont très rapprochés comme dans le cas présent. Le radier sera muni de nervures pour augmenter la rigidité de ce dernier.

- **Dimensionnement du radier**
 - **Condition de coffrage**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} ; h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \text{ avec : } h_r : \text{ hauteur du radier} ; h_t : \text{ hauteur des nervures}$$

L_{max} : Portée maximales entres les éléments porteurs ($L_{max} = 570 \text{ cm}$).

$$h_r \geq 28,5 \text{ cm} ; h_t \geq 57 \text{ cm} .$$

- **Condition de rigidité**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; L_e \geq \sqrt[4]{\frac{K \times EI}{K \times b}}$$

Avec : L_e : la longueur élastique.

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ pour un sol moyen.

E : module d'élasticité du béton $E = 3,2 \times 10^7 \text{ KN/m}$.

b : largeur du radier par ml .

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = \frac{b \times (h_t)^3}{12}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 86,5 \text{ cm} \text{ Soit } h_t = 90 \text{ cm} \text{ donc } L_e = 3,74 \text{ m}$$

Finalement $L_{max} = 5,7 \text{ m} < 5,87 \text{ m}$ condition vérifiée.

▪ La surface du radier

On suppose que la surface du radier est égale à la surface du bâtiment soit : $S_{bâtiment} = 513 \text{ m}^2$

La surface du radier doit vérifier la condition suivante : $S_{radier} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

$N = 63716,15 \text{ KN}$: La charge totale transmise par la superstructure à l'**ELS**.

$S_{radier} = 513 \text{ m}^2 > 364,09 \text{ m}^2$ (Un radier sans débords).

Les dimensions finales du radier sont :

Hauteur de la nervure : $h_t = 90 \text{ cm}$; hauteur de la dalle du radier $h_r = 40 \text{ cm}$.

Enrobage $e = 5 \text{ cm}$; la surface du radier $S_{radier} = 513 \text{ m}^2$.

• Vérifications nécessaires

▪ Vérification des contraintes du sol

La vérification se fera pour les deux sens **xx** et **yy** avec la condition suivante :

$$\sigma_{moy}^{x,y} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ avec : } \sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_x \times Y_g}{I_x}$$

Le radier est de forme rectangulaire donc :

Les coordonnées du centre du gravité : $X_{G \text{ radier}} = 13,5 \text{ m}$; $Y_{G \text{ radier}} = 9,5 \text{ m}$.

Les moments d'inertie : $I_x = 31164,75 \text{ m}^4$; $I_y = 15432,75 \text{ m}^4$.

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS V18** par rapport aux axes globaux sont :

$$M_x = 67,94 \text{ MN.m} ; M_y = 86,072 \text{ MN.m}$$

Calcul des contraintes sens **xx** :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_x \times Y_g}{I_x} = 0,145 \text{ MPa} ; \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_x \times Y_g}{I_x} = 0,103 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy}^x = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,135 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,175 \text{ MPa} : \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des contraintes sens **yy** :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_y \times X_g}{I_y} = 0,199 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_y \times X_g}{I_y} = 0,049 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy}^y = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,161 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,175 \text{ MPa} : \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification au cisaillement**

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} = 353,98 \text{ KN} \quad \text{Donc } d \geq \frac{V}{b \times \bar{\tau}} = 14,2 \text{ cm} \text{ soit } d = 35 \text{ cm.}$$

▪ **Vérification au poinçonnement**

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : U_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$U_c = 2 \times (A \times B)$ tel que : $A = a + h_t = 1,5 \text{ m}$; $B = b + h_t = 1,5 \text{ m}$ (a, b dimensions du poteau à la base), $U_c = 6 \text{ m}$.

N_u : Effort normal à l'**ELU** pour le poteau le plus sollicité ; $N_u = 2747,42 \text{ KN}$

$N_u = 2,75 \text{ MN} < 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 4,05 \text{ MN}$: La condition est vérifiée donc pas de risque au poinçonnement.

▪ **Vérification de la stabilité au renversement**

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Sens **xx** :

$$e = \frac{67,94}{63,716} = 1,06 \text{ m} \leq \frac{27}{4} = 6,75 \text{ m} : \text{Condition vérifiée.}$$

Sens **yy** :

$$e = \frac{86,072}{63,716} = 1,35 \text{ m} \leq \frac{19}{4} = 4,75 \text{ m} : \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ferraillage du radier**

Le calcul se fait à la flexion simple pour le panneau de dalle le plus sollicité.

- **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}}$$

Calcul du poids du radier : $P_{radier} = h_r \times \rho \times S_{radier} = 5130 \text{ KN}$.

Calcul du poids des nervures : $P_{nervure} = b_{poteau} \times \rho \times h_t \times L_{ner} = 4752 \text{ KN}$

$L_{ner} = 352 \text{ m}$: La longueur de toutes les travées dans les deux sens

N_u : Effort normal ultime sous toute la structure.

$N_u^{ETABS} = 87645,95 \text{ KN}$.

$N_u = N_u^{ETABS} + 1,35(P_{nervure} + P_{radier}) = 100986,65 \text{ KN}$.

Finalement : $q_u = 196,86 \text{ KN/m}^2$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,59 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens

$\mu_x = 0,0836$; $\mu_y = 0,282$ (*Annexe 01*)

Calcul des moments isostatiques :

$M_{0u}^x = \mu_x q_u l_x^2 = 148,11 \text{ KN.m}$; $M_{0u}^y = \mu_y M_{0u}^x = 41,77 \text{ KN.m}$

Moments compte tenu de l'encastrement

$M_{tu}^x = 0,75 M_{0u}^x = 111,08 \text{ KN.m}$; $M_{tu}^y = 0,75 M_{0u}^y = 31,32 \text{ KN.m}$

$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -74,06 \text{ KN.m}$

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 ml.

Condition de non fragilité

Pour $\rho = 0,59 \geq 0,4$ et $h_r \geq 12 \text{ cm}$; et pour $f_e = 400$: $\rho_0 = 0,0008$

$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times h_r = 3,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

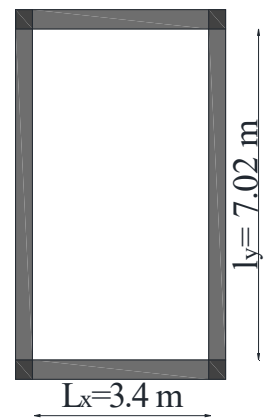


Figure VI.2 Panneau de dalle le plus sollicité

Zone		M (KN.m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	xx	111,08	9,44	3,86	7HA14 = 10,78	15
	yy	31,32	4,23	3,2	5HA12 = 5,65	20
Appui		-74,06	6,22	3,86	5HA14 = 7,7	20

Tableau VI.1 ferrailage du radier

- Vérification de la contrainte au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \quad \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}; \quad V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 263,72 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,753 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

- Vérifications à l'ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = 143,47 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s = N_s^{ETABS} + P_{nervure} + P_{radier} = 73598,15 \text{ KN}. \quad (N_s^{ETABS} = 63716,15 \text{ KN})$$

Calcul des moments isostatiques

Pour $\rho = 0.59$: $\mu_x = 0,0884$; $\mu_y = 0,4565$

$$M_{0s}^x = \mu_x q_s L_x^2 = 114,14 \text{ KN.m}; \quad M_{0s}^y = \mu_y M_{0s}^x = 52,11 \text{ KN.m}$$

Moments compte tenu de l'encastrement

$$M_{ts}^x = 0,75 M_{0s}^x = 85,61 \text{ KN.m}; \quad M_{ts}^y = 0,75 M_{0s}^y = 39,08 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -57,07 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes du béton et de l'acier

Zone		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	xx	85,61	9,14	133587	5,86	15	Vérifiée
	yy	39,08	6,9	77890	3,46	15	Vérifiée
Appui		-57,07	7,9	101259	4,46	15	Vérifiée

Tableau VI.2 vérification des contraintes du béton pour le radier

Les fissurations sont nuisibles au sol, donc les vérifications pour les craintes d'acier sont nécessaires, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s \times (d - y)}{I} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{tj} \times \eta} \right)$$

Zone		M_s (KN.m)	η	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Observation
Travée	xx	85,61	1,6	248,55	201,63	Non vérifiée
	yy	39,08	1,6	211,53	201,63	Non vérifiée
Appui		-57,07	-57,07	229,02	201,63	Non vérifiée

Tableau VI.3 Vérification des contraintes de l'acier pour le radier

Remarque : les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées, donc le calcul des armatures se fait à l'*ELS* avec :

$$A_s = \frac{M_s}{d(1-\frac{\alpha}{3})\overline{\sigma_{st}}}; \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{1-\alpha}}; \beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

Zone		M_s (KN.m)	β	α	A^{cal} (cm ² /ml)	$A^{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	xx	85,61	0,003	0,292	13,44	9HA14 = 13,86	12
	yy	39,08	0,002	0,213	5,96	5HA14 = 7,7	20
Appui		-57,07	0,002	0,247	8,82	6HA14 = 9,24	17

Tableau VI.4 Ferrailage du radier à l'*ELS*

La figure ci-dessous présente le ferrailage du panneau de dalle le plus sollicité du radier.

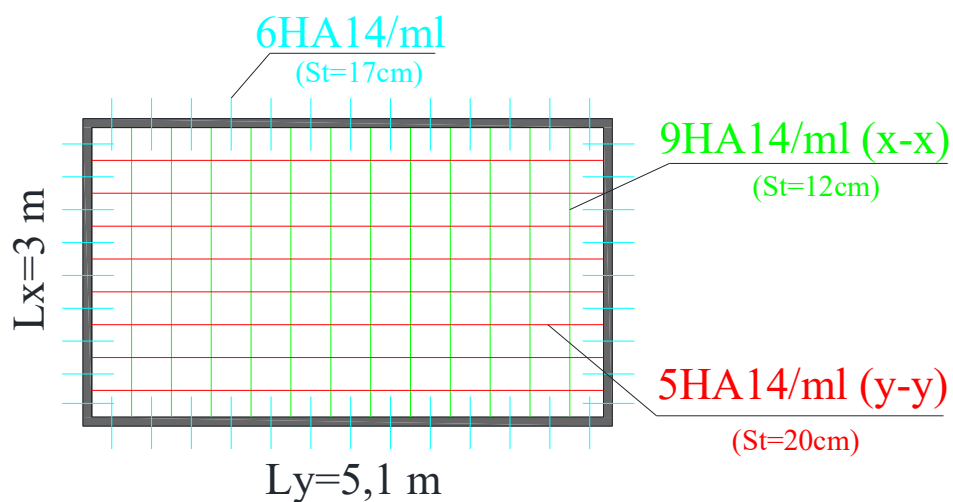


Figure VI.3 Ferrailage du radier

VI.3 Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour le radier et à le rigidifier. Elles sont calculées comme une section en T à la flexion simple. Les nervures sont chargées selon les lignes de rupture du radier, donc soit des charges trapézoïdales ou triangulaires, mais pour simplifier le calcul de ses dernières, ces charges seront considérées comme des charges uniformément réparties équivalentes. La figure ci-dessous montre les lignes de rupture sur le radier ainsi que les nervures les plus sollicitées dans les deux sens.

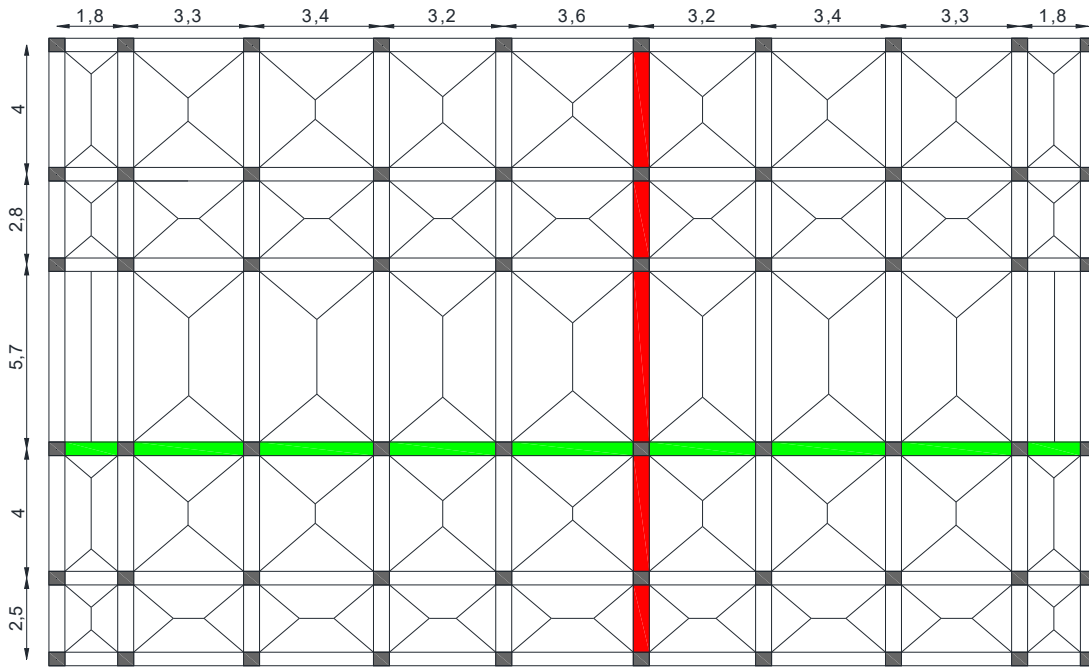


Figure VI.4 Lignes de rupture du radier

VI.3.1 Sollicitations des nervures

- Charges triangulaires
 - Cas de plusieurs charges sur la même travée

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

- Cas d'une seule charge par travée

$$q_m = \frac{2}{3} \times P \times l_x ; q_v = \frac{1}{2} \times P \times l_x$$

- Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] ; q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right].$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que les charges réelles.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que les charges réelles.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

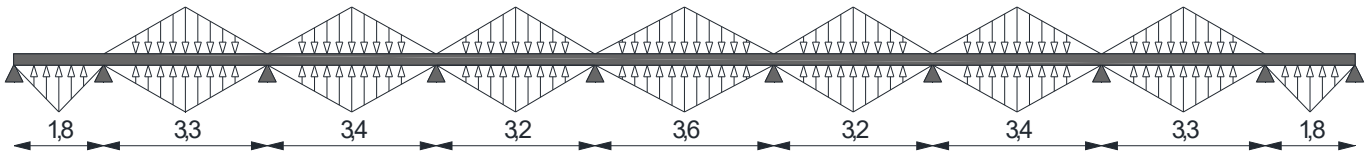


Figure VI.5 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens xx

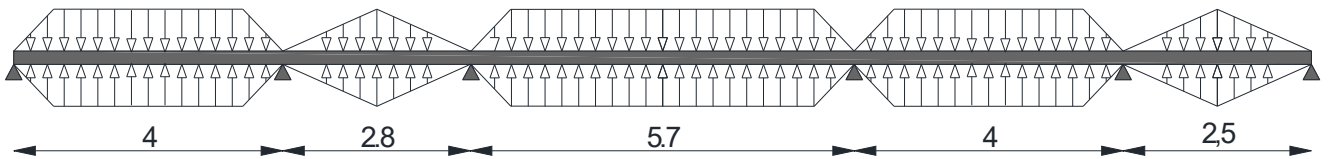


Figure VI.6 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens yy

• Calcul du chargement

Calcul de P_u et P_s :

$$N'_u = N_u - 1,35 \times N_{nervure} = 92840,1 \text{ KN} ; \quad N'_s = N_s - N_{nervure} = 67563,65 \text{ KN}$$

$$P_u = \frac{N'_u}{S_{radier}} = 180,97 \text{ KN/m}^2 ; \quad P_s = \frac{N'_s}{S_{radier}} = 131,7 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats du chargement sont résumés dans le tableau suivant :

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G	Travée G-H	Travée H-I	Travée I-J
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	217,16	398,13	410,2	386,07	434,33	386,07	410,2	398,13	217,16
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	158,04	289,74	298,52	280,96	316,08	280,96	298,52	289,74	158,04
$q_v \text{ (KN/m)}$	162,87	298,6	307,65	289,55	325,75	289,55	307,65	298,6	162,87

Tableau VI.5 Chargement sur les nervures selon le sens xx

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	383,23	337,81	446,21	383,23	301,62
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	278,9	245,84	324,73	278,9	219,5
$q_v \text{ (KN/m)}$	290,46	253,36	355,33	290,46	226,21

Tableau VI.6 Chargement sur les nervures selon le sens yy

- **Calcul des sollicitations**

Dans le calcul des sollicitations le poids des nervures est compris :

$$P_{nervure}^u = 1,35 \times b_{pot} \times h_t \times \rho = 18,23 \text{ KN/m} ; P_{nervure}^s = b_{pot} \times h_t \times \rho = 13,5 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations dans les nervures sont calculées avec la méthode Caquot car les fissurations sont nuisibles avec :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : l'_g et l'_d : longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré : $l'_g = 0,8$ pour une travée intermédiaire et $l'_d = 1$ pour une travée de rive.

$$\text{Moments en travées : } M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \quad \begin{cases} M_{0(x)} = q \times \frac{x}{2} (l - x) \\ x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V = \pm \frac{q_u \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Les résultats des sollicitations sont résumés dans les tableaux suivants :

Travée	l (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)
A-B	1,8	235,39	181,1	0	-89,73	0,69	90,05	55,75	212,8
B-C	3,3	416,36	316,83	-89,73	-239,37	1,54	564,30	404,69	568,11
C-D	3,4	428,43	325,88	-239,37	-357,39	1,62	617,68	322,11	588,71
D-E	3,2	404,3	307,78	-357,39	-343,24	1,61	517,48	167,21	496,87
E-F	3,6	452,56	343,98	-343,24	-380,49	1,78	693,93	332,32	596,93
F-G	3,2	404,3	307,78	-380,49	-380,49	1,60	517,50	137,01	492,45
G-H	3,4	428,43	325,88	-380,49	-343,24	1,73	618,94	257,36	564,95
H-I	3,3	416,36	316,83	-343,24	-357,39	1,64	566,75	216,48	527,06
I-J	1,8	235,39	181,1	-357,39	-239,37	1,18	86,20	193,92	228,56

Tableau VI.7 sollicitations des nervures à l'ELU selon le sens xx

Travée	l (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)
A-B	4	401,46	308,79	0	-755,69	1,53	758,47	469,53	806,5
B-C	2,8	356,04	271,59	-755,69	-559,86	1,60	342,05	301,99	450,17
C-D	5,7	464,44	373,56	-559,86	-831,13	2,75	1883,77	1193,15	1112,24
D-E	4	401,46	308,69	-831,13	-867,08	1,98	802,82	46,08	826,37
E-F	2,5	319,85	244,44	-867,08	-374,67	1,87	189,24	310,35	502,51

Tableau VI.8 sollicitations des nervures à l'ELU selon le sens yy

Travée	l (m)	q_m (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	1,8	171,54	0	-65,39	0,69	65,63	40,63
B-C	3,3	303,24	-65,39	-174,35	1,54	410,99	294,71
C-D	3,4	312,02	-174,35	-260,28	1,62	449,85	234,58
D-E	3,2	294,46	-260,28	-249,98	1,61	376,89	121,80
E-F	3,6	329,58	-249,98	-277,10	1,78	533,83	270,47
F-G	3,2	294,46	-277,10	-277,10	1,60	376,91	99,81
G-H	3,4	312,02	-277,10	-249,98	1,73	450,77	187,43
H-I	3,3	303,24	-249,98	-260,28	1,64	412,77	157,67
I-J	1,8	171,54	-260,28	-174,35	1,18	62,83	141,20

Tableau VI.9 sollicitations des nervures à l'ELS selon le sens xx

Travée	l (m)	q_m (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	4	292,4	0	-550,40	1,53	552,42	341,98
B-C	2,8	259,34	-550,40	-407,78	1,60	249,15	219,93
C-D	5,7	338,23	-407,78	-605,28	2,75	1371,86	868,88
D-E	4	292,4	-605,28	-631,47	1,98	584,73	33,50
E-F	2,5	233	-631,47	-272,90	1,87	137,89	226,01

Tableau VI.10 sollicitations des nervures à l'ELS selon le sens yy

VI.3.2 Calcul du ferrailage des nervures

$h = 90 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; b_0 = 60 \text{ cm} ; d = 85 \text{ cm}$

Calcul de la largeur b :

Sens xx : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y^{min}}{10})$: soit $b = 100 \text{ cm}$.

Sens yy : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y^{min}}{10})$: soit $b = 140 \text{ cm}$.

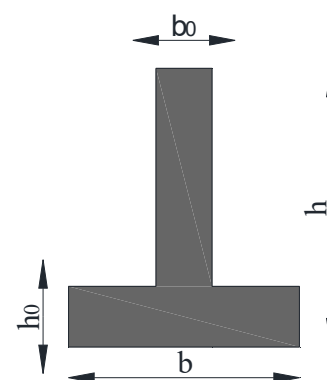


Figure VI.6 Schéma d'une nervure

Le ferrailage des nervures est résumé dans le tableau suivant :

Zone		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
xx	Travée	404,69	13,97	10,26	4HA16 + 4HA14 = 14,20
	Appui	380,49	13,12	10,26	4HA16 + 4HA14 = 14,20
yy	Travée	1193,15	42,19	14,36	4HA25 + 8HA20 = 44,76
	appui	867,08	30,27	14,36	8HA20 + 4HA16 = 33,16

Tableau VI.11 Ferrailage des nervures

- Vérifications des nervures
 - Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens xx : $\tau_u = 0,7 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$: condition vérifiée donc pas de risque au cisaillement.

Sens yy : $\tau_u = 0,93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$: condition vérifiée donc pas de risque au cisaillement.

- Vérification de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2}\right)}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

Sens xx : $\tau_u = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$: condition vérifiée.

Sens yy : $\tau_u = 1,38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$: condition vérifiée.

- Vérifications des contraintes à l'ELS

Zone		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
xx	Travée	294,71	24,95	2358493	3,12	15	Vérifiée
	Appui	277,10	23,79	2138001	3,08	15	Vérifiée
yy	Travée	868,88	22,19	2534595	7,61	15	Vérifiée
	appui	631,41	21,28	2294487	5,86	15	Vérifiée

Tableau VI.12 Vérification des contraintes du béton pour la nervure

Zone		M_s (KN.m)	η	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
xx	Travée	294,71	1,6	112,55	201,63	Vérifiée
	Appui	277,10	1,6	118,98	201,63	Vérifiée
yy	Travée	868,88	1,6	322,97	201,63	Non vérifiée
	appui	631,41	1,6	263,01	201,63	Non vérifiée

Tableau VI.13 Vérification des contraintes de l'acier pour la nervure

Remarque : Les contraintes en acier dans le sens *yy* ne sont pas vérifiées, donc le calcul des armatures se fait à l'*ELS* pour ce sens.

Zone		M_s (KN.m)	β	α	A^{cal} (cm ² /ml)	$A^{choisit}$ (cm ² /ml)
<i>yy</i>	<i>Travée</i>	868,88	0,004	0,319	56,71	12HA25 = 58,91
	<i>Appui</i>	631,41	0,003	0,259	40,32	5HA25 + 6HA20 = 43,39

Tableau VI.14 Ferrailage des nervures à l'*ELS* selon le sens *yy*

▪ **Armatures transversales**

$$A_t = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2 .$$

Espacement des armatures :

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} ; St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 78 \text{ cm} ; St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 33,5 \text{ cm}$$

Soit un espacement de $St = 15 \text{ cm}$.

Remarque : les nervures ont une hauteur très importante, donc pour éviter le flambement des armatures transversales et la fissuration du béton, il est nécessaire de mettre des armatures de peau qui sont données par : $A_p = 3 \times h_t = 2,7 \text{ cm}^2$ soit 2HA14 = 3,08 cm² par face.

Les schémas de ferrailage des nervures dans les deux sens sont présentés ci-dessous :

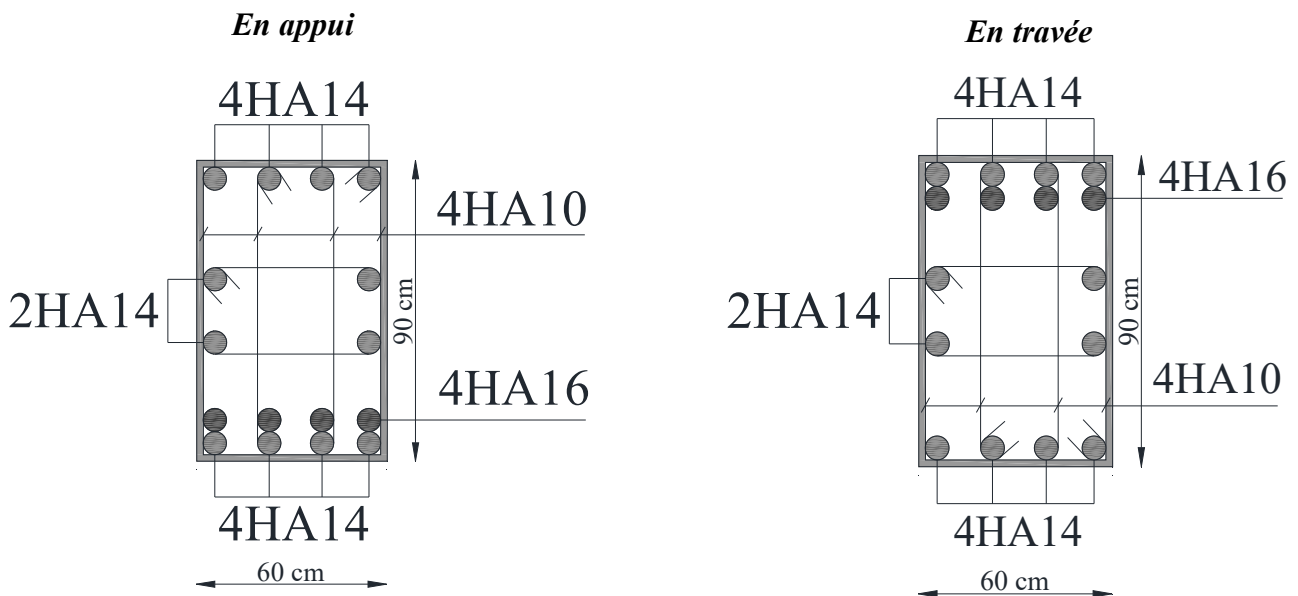


Figure VI.7 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens *xx*

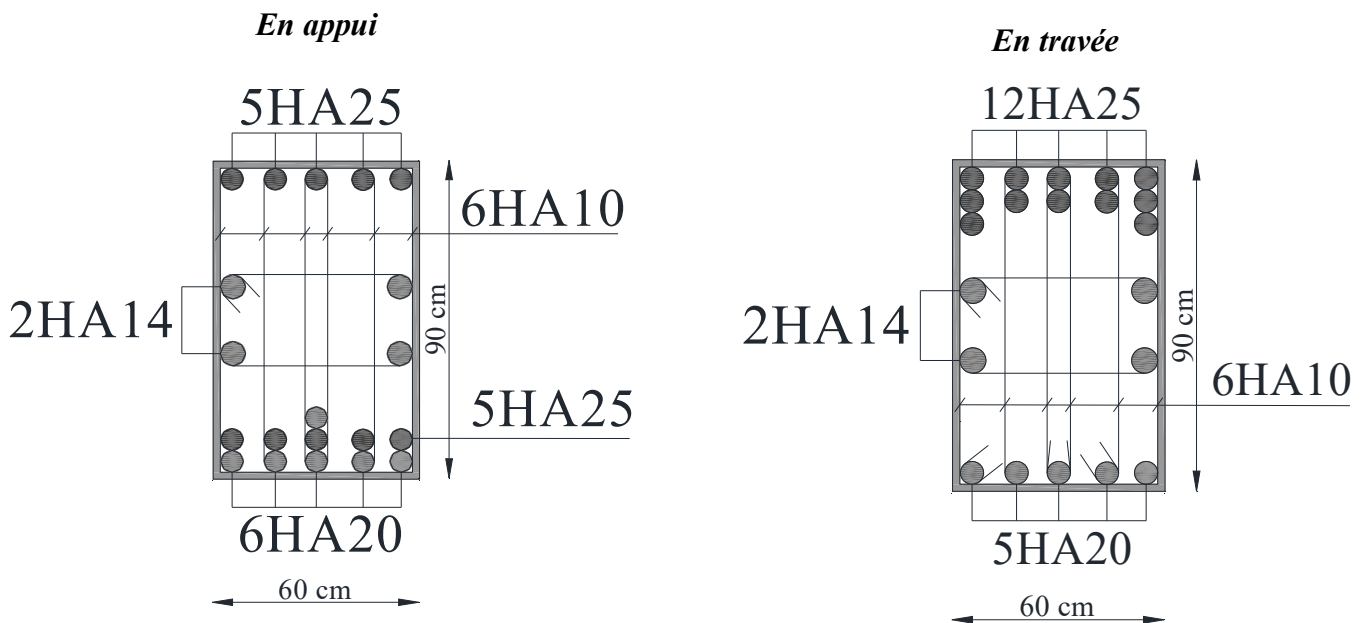


Figure VI.8 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens yy

VI.4 Etude du voile périphérique

Selon le *RPA99/2003*, les voiles périphériques doivent avoir une épaisseur minimale d'au moins $e = 15 \text{ cm}$. Les armatures sont constituées de deux nappes,

VI.4.1 Dimensionnement et chargement du voile

Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable soit le panneau de :

$$L_y = h = (3,96 + 3,06) = 7,02 \text{ m} ; L_x = 3,4 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}.$$

- **Caractéristiques du sol**

D'après le rapport de sol : l'angle le frottement interne est de $\varphi = 30^\circ$ et une cohésion de $C = 0 \text{ bars}$ ainsi qu'un poids spécifique de $\gamma_h = 19,08 \text{ KN/m}^3$.

- **Evaluation du chargement**

- **Poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 44,65 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle**

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

Avec $q = 10 \text{ KN/m}^2$

VI.4.2 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique se calcule comme une dalle pleine uniformément chargée, la répartition des charges est montrée dans la figure ci-dessous :

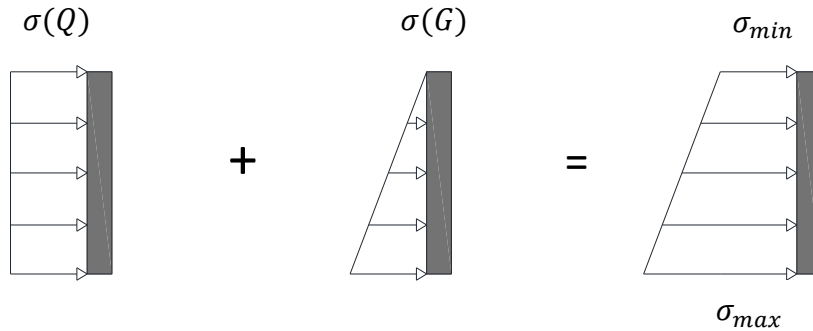


Figure VI.9 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{min} = 1,5 Q = 5 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{max} = 1,35G + 1,5 Q = 62,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 50,20 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 50,20 \text{ KN/m} .$$

• **Calcul des sollicitations**

Pour $\rho = 0,48 : \mu_x = 0,0994 ; \mu_y = 0,2500$

Calcul des moments isostatiques

$$M_{0u}^x = \mu_x q_s L_x^2 = 57,68 \text{ KN.m} ; M_{0u}^y = \mu_y M_{0u}^x = 14,42 \text{ KN.m}$$

Moments compte tenu de l'encastrement

$$M_{tu}^x = 0,75 M_{0s}^x = 43,26 \text{ KN.m} ; M_{tu}^y = 0,75 M_{0s}^y = 10,82 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -28,84 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 ml et $e = 0,2 \text{ m}$ à la flexion simple.

La section d'armatures minimales est de : $A_{min} = 0,1\% \times b \times e = 2 \text{ cm}^2$.

Zone		M (KN.m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	xx	43,26	8,95	2	6HA14 = 9,24	17
	yy	10,82	2,11	2	4HA10 = 3,16	25
Appui		-28,84	5,8	2	6HA12 = 6,78	17

Tableau VI.15 Ferrailage du voile périphérie

Espacement minimal :

Sens xx : $St \leq (2 \times e; 25 \text{ cm})$: $St \leq 25 \text{ cm}$; Sens yy : $St \leq (3 \times e; 33 \text{ cm})$: $St \leq 33 \text{ cm}$

VI.4.3 Vérifications du voile périphérique

- **Condition de non fragilité**

Pour $\rho = 0,48 \geq 0,4$ et $e \geq 12 \text{ cm}$; et pour $f_e = 400$: $\rho_0 = 0,0008$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

la condition de non fragilité est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte au cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} ; V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 80,84 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,539 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}$: La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\sigma_{min} = Q = 3,33 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{max} = G + Q = 47,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 36,82 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 36,82 \text{ KN/m} .$$

Calcul des moments isostatiques

Pour $\rho = 0,48$: $\mu_x = 0,1026$; $\mu_y = 0,3491$

$$M_{0s}^x = \mu_x q_s L_x^2 = 43,67 \text{ KN.m} ; \quad M_{0s}^y = \mu_y M_{0s}^x = 15,24 \text{ KN.m}$$

Moments compte tenu de l'encastrement

$$M_{ts}^x = 0,75 M_{0s}^x = 32,75 \text{ KN.m} ; \quad M_{ts}^y = 0,75 M_{0s}^y = 11,43 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -21,84 \text{ KN.m}$$

Zone		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	xx	32,75	5,53	20138	9	15	Vérifiée
	yy	11,43	4,27	12353	3,95	15	Vérifiée
Appui		-21,84	4,05	11207	6,74	15	Vérifiée

Tableau VI.16 vérification des contraintes du béton pour le voile périphérique

Zone		M_s (KN.m)	η	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Observation
Travée	xx	32,75	1,6	230,93	201,63	Non vérifiée
	yy	11,43	1,6	148,99	201,63	Vérifiée
Appui		-21,84	1,6	211,90	201,63	Non vérifiée

Tableau VI.17 Vérification des contraintes de l'acier pour le voile périphérique

Remarque : les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées, donc le calcul des armatures se fait à l'ELS avec :

Zone		M_s (KN.m)	β	α	A^{cal} (cm ² /ml)	$A^{choisit}$ (cm ² /ml)
Travée	xx	32,75	0,007	0,357	12,29	8HA14 = 12,32
Appui		-21,84	0,005	0,357	8,2	6HA14 = 9,24

Tableau VI.18 Ferrailage du r voile périphérique à l'ELS

Le ferrailage du voile périphérique est représenté dans la figure ci-dessous

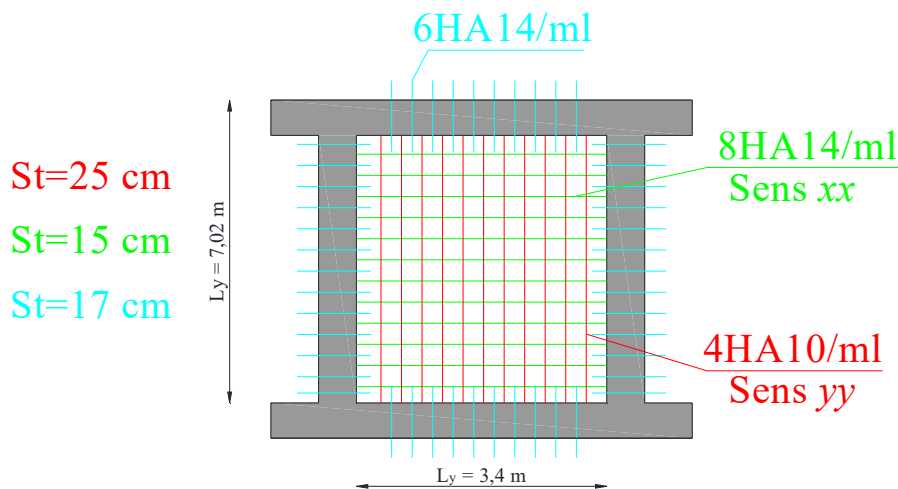


Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

Le présent chapitre, avait pour objectif d'étudier les fondations de la structure, afin de choisir le bon type pour reprendre cette dernière. Les semelles isolées et les semelles filantes n'ont pas vérifiées la condition à cause des petites travées dans les deux sens de calcul. Le radier général était le bon choix, il présente de nombreux avantages comme la facilité du calcul et de l'exécution, il permet de soutenir toute la surface de la structure. Le radier est équipé de nervures afin de le rigidifier, elles sont calculées en flexion simple. Le chapitre est clôturé avec l'étude du voile périphérique, il est chargé avec les poussées des terres et calculé comme une dalle pleine uniformément chargée.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif principal de ce travail, est de faire une étude complète de tous les éléments qui composent le bâtiment. Le principe est de dimensionner et trouver les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément en utilisant tous les règlements mis en place, afin que ces derniers puissent remplir leurs rôles respectifs convenablement. Mais le problème majeur de cette étude est d'avoir une ossature en béton armé assez solide pour supporter les charges lui revenant, en particulier les actions sismiques qui sont dans le cas d'un séisme majeur dévastatrices. Par conséquent, la prévention du risque sismique consisterait d'abord, à construire parasismique.

A l'aide des logiciels de calcul (*ETABS V18* dans ce cas), il est possible de construire un modèle, à travers lequel on peut obtenir le comportement de la structure souhaité. Après plusieurs tentatives et dispositions des voiles effectuées, un bon comportement est obtenu. Dans le cas présent, les voiles et les portiques travaillent ensembles pour reprendre les charges verticales et horizontales (interaction), ces derniers sont suffisamment dimensionnés et armés pour parfaitement remplir cette fonction. Pour enfin terminer le travail avec une étude générale des fondations, qui sont des éléments très importants pour la stabilité de la structure vis-à-vis de toutes les charges possibles, en particulier le tassement des sols, le radier général était le choix final de l'étude.

Au final, le projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances acquises durant le cursus universitaire, de donner un sens à la théorie, de pouvoir analyser et interpréter les résultats obtenus et pour enfin remplir correctement la fonction d'un ingénieur en génie civil et d'affronter tous les obstacles et les difficultés possibles.

Bibliographie

Bibliographie

Règlements

RPA99/2003 : Règlement parasismique Algérien.

BAEL91/99 : Béton armé aux états limites.

DTR BC2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.

CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

DTR BC2.33.1 : Règles de calcul des fondations superficielles.

Logiciels

AutoCad 2016 : pour les dessins.

ETABS 2018 : pour la modélisation.

M.Office : pour la rédaction.

Cours et travaux dirigés du cursus universitaire.

Mémoires de fin d'étude des années précédentes.

Rapport de sol.

Annexes

Annexe 01

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leurs contours

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	<i>ELU</i> : $\nu = 0$		<i>ELS</i> : $\nu = 0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	<i>ELU</i> : $\nu = 0$		<i>ELS</i> : $\nu = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,0121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4456	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1,00	0,0368	1,000	0,0441	1,000
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 02

Table de **PIGEAUD** : les valeurs de M_1 et M_2 pour une charge concentrique $P = 1$
s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une dalle rectangulaire de dimensions :

$$L_x \times L_y$$

	u/L_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	v/L_y											
Valeurs de M_1	0,0	/	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,073	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
	0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
	0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
	0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
	0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
	0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
	0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
	1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
Valeurs de M_2	0,0	/	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
	0,1	0,253	0,208	0,173	0,151	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
	0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
	0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
	0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
	0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
	0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
	0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
	0,8	0,09	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
	0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
	1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032

Annexe 03

Tableau des armatures \emptyset (cm²)

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	119,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,09	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,65	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 04

Fiche technique de l'ascenseur

ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																					
Vitesse (m/s)	Charges minimales (kg)	4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	630	188	64	164	73	148	81	136	88	126	65	117	103	109	110								
		226	71	195	62	170	91	160	100	148	108	138	110	130	124								
		260	77	225	69	200	100	188	109	168	119	151	127	147	130								
		303	82	250	66	224	109	200	119	188	128	175	137	164	146								
1,00	1000	322	87	277	101	248	114	224	125	206	136	192	146	160	156								
		414	87	360	100	321	112	295	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221	163	212	170	205	170
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	250	155	245	160	234	171	225	178	219	185
		463	95	404	109	361	122	331	133	306	144	288	153	272	162	257	171	246	179	237	189	227	194
1,50	400	146	82	138	67	130	62	124	67	118	101	113	106										
		174	92	163	98	155	103	147	109	140	114	134	119										
		200	100	189	100	179	112	169	118	163	123	156	128	149	134								
		224	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	130										
1,50	600	250	112	233	120	220	127	209	134	188	141	189	146										
		271	116	254	126	239	134	227	141	216	148	206	153										
		295	122	278	131	259	139	249	147	239	155	222	162										
		319	127	304	136	278	144	261	153	240	161	237	169										
1,50	1000	336	131	314	140	295	149	278	158	265	166	253	174										
		445	149	422	154	407	167	391	176	374	186	363	194	282	197	374	200	381	200	368	200	355	194
		475	156	450	163	435	176	414	186	393	197	380	200	368	200	355	194	282	197	374	200	368	200
		506	161	481	169	464	179	443	190	422	201	399	201	380	200	368	200	355	194	282	197	374	200
2,50	600	213	75	203	79	193	83	184	87	176	90	172	83										
		244	82	230	87	220	91	211	95	202	99	194	103										
		273	88	259	93	245	98	233	103	224	107	214	112										
		308	94	290	100	277	105	265	110	243	115	233	120										
2,50	1000	323	100	305	105	293	111	276	116	264	121	254	126										
		346	104	327	110	310	116	293	122	283	127	271	133										
		370	108	348	115	331	121	316	127	301	133	288	139										
		393	112	370	119	349	129	333	132	319	138	306	144										
2,50	600	200	60	184	62	168	64	162	66	158	67	154	69										
		228	70	219	73	213	76	208	77	200	80	195	82										
		250	80	241	83	233	86	227	88	220	91	215	93										
		270	85	261	88	253	91	246	94	239	97	231	104										
2,50	1000	289	97	277	101	269	104	262	107	252	111	249	113										
		307	104	294	108	298	112	276	116	267	120	260	123										
		325	111	310	115	300	120	290	124	281	128	273	132										
		339	118	325	123	313	128	303	132	294	136	286	140										
2,50	600	355	124	341	129	329	135	317	139	306	144	297	148										
		411	148	400	154	392	160	381	164	370	168	359	174										
		424	154	413	160	401	166	390	171	380	174	369	178										
		432	162	421	167	409	173	398	179	387	183	376	186										

ESCALIERS ET ASCENSEURS

EXEMPLE : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.

Caractéristiques de l'immeuble :

- population à prendre en compte : 140 personnes ;
- niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ;
- distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m.

1. Choix de l'intervalle maximal probable : l = 80 secondes.

2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.

3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.

4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :

P	154	178	200	220	239	256	273	290	306
I	78	90	100	109	117	125	132	138	144

Du fait que, dans le couple de valeurs P = 154 et I = 78, P est supérieur à la population à prendre en compte et I inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.

ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)

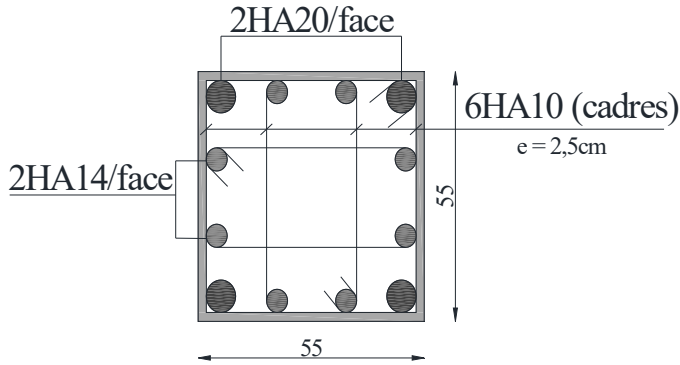
CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS

Charge utile	630 kg ou 8 personnes		1 000 kg ou 13 personnes			
	Course max en m	Vitesses en m/s	Course max en m	Vitesses en m/s		
Course max en m	35	45	60	35	45	60
Vitesses en m/s	0,63	1,00	1,60	0,63	1,00	1,60
Puissance moteur en kW	5	6,8	16	6,8	10	28,5
Cabine en mm	Larg. A	1 100				
	Prof. B	1 400				
Gaine en mm	Haut	2 200				
	Larg. C	1 600				
Pailler	Prof. D	2 100				
	S dalle Q	3 700				
Machinerie en mm	Cuv P	1 400				
	U mini	1 500				
Efforts globaux en kN	R mini	2 200		2 400		
	T mini	3 700		4 050		
En cuvette	S m ² mini	10				
	H	2 000				
Porte	950 x 950	950 x 1 450				
	900 x 2 000	900 x 2 000				
Sur dalle	43	50				
	55	55				

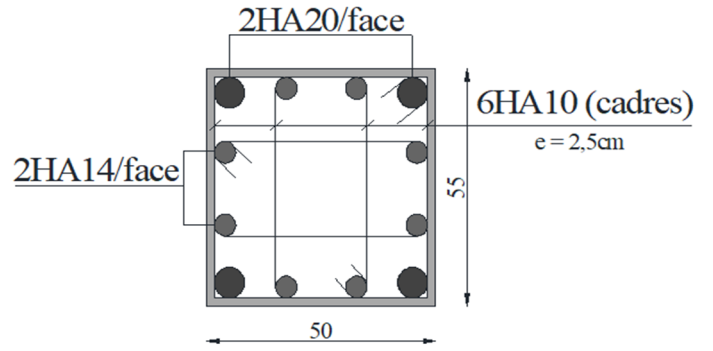
ASCENSEURS À ENTRAÎNEMENT PAR TREUIL ET CÂBLES « SURETEX »

Annexe 05

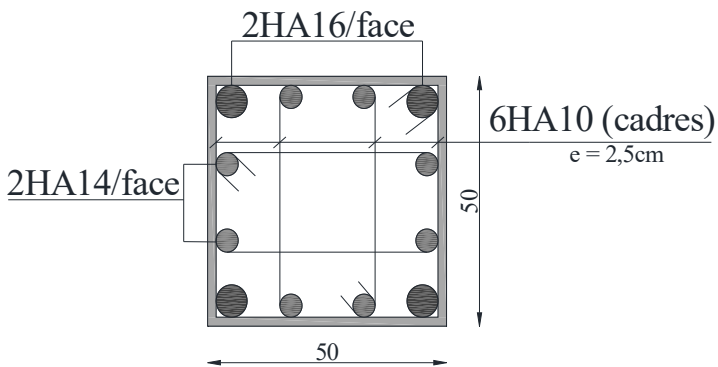
Schémas de ferrailage des poteaux



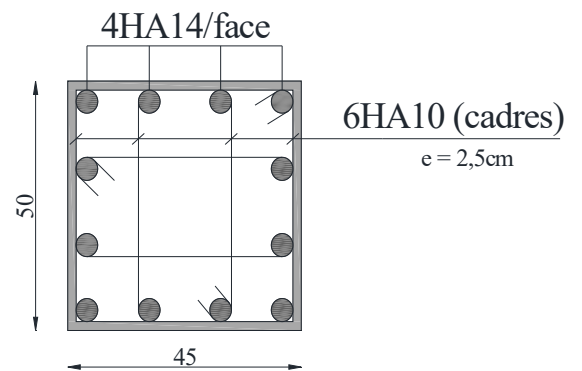
Poteaux RDC



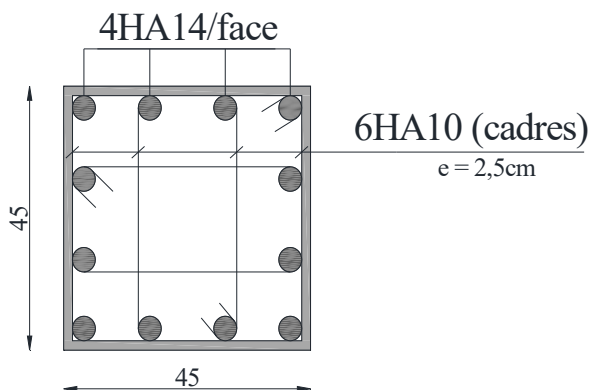
Poteaux Etage 01



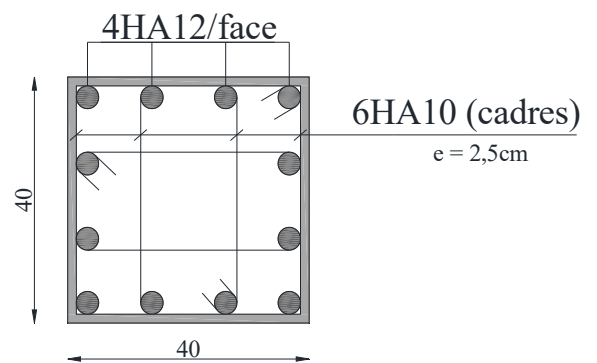
Poteaux Etages 02+03



Poteaux Etages 04+05

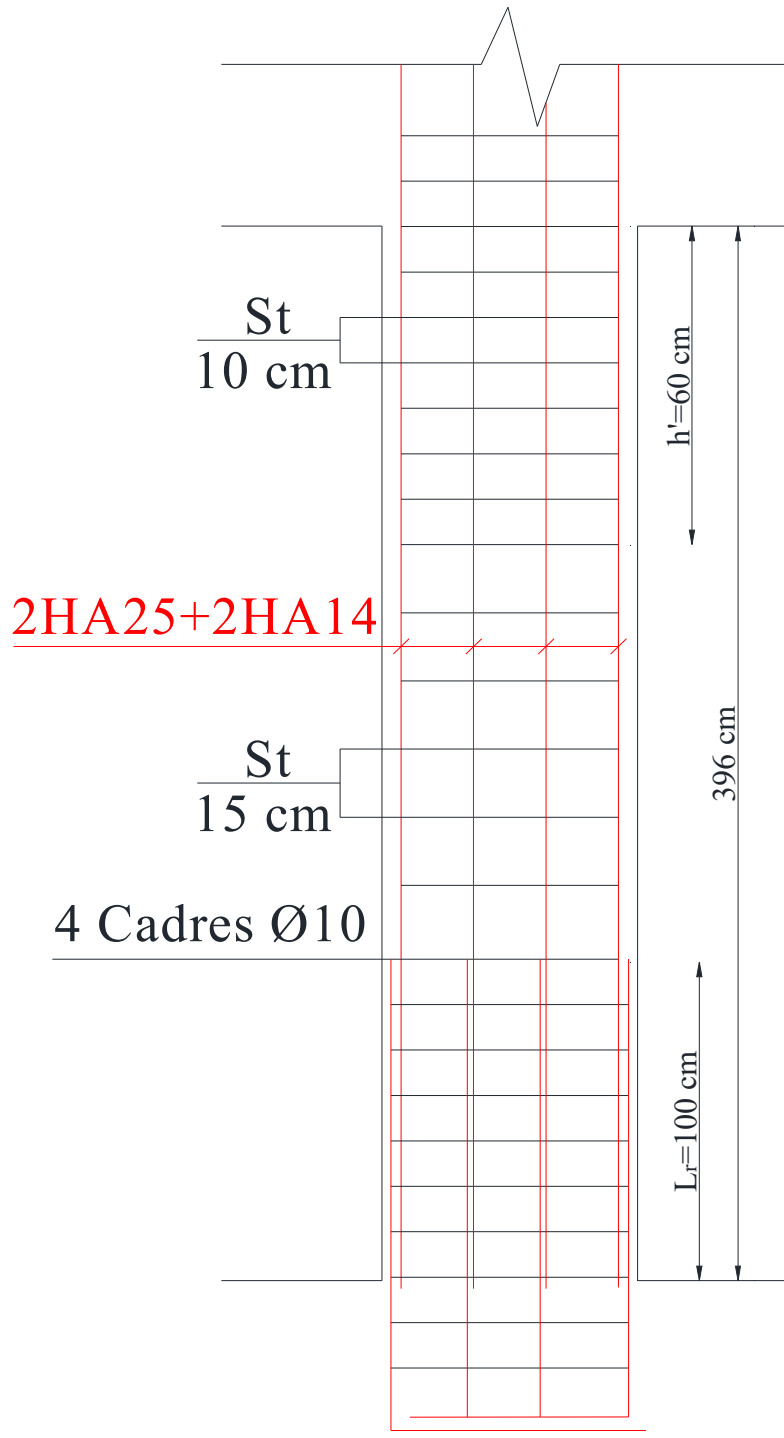


Poteaux Etages 06+07



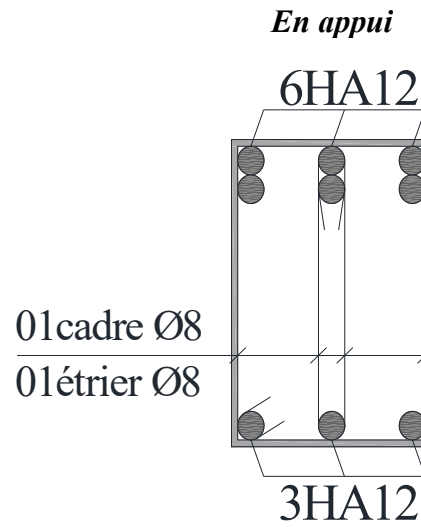
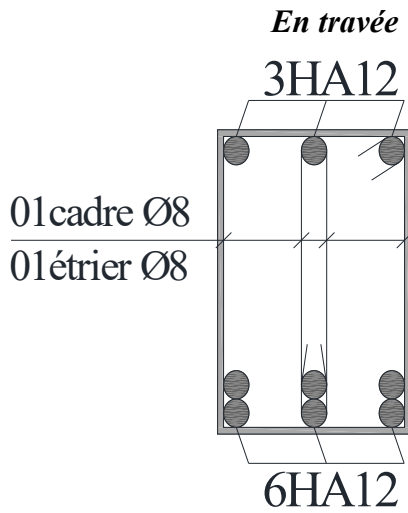
Poteaux Etages 08+09

Schéma de ferrailage longitudinal du poteau 60 × 60 de l'entresol 02

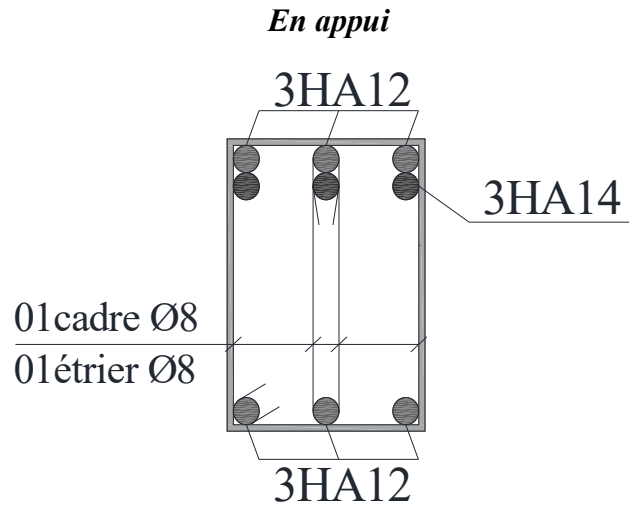
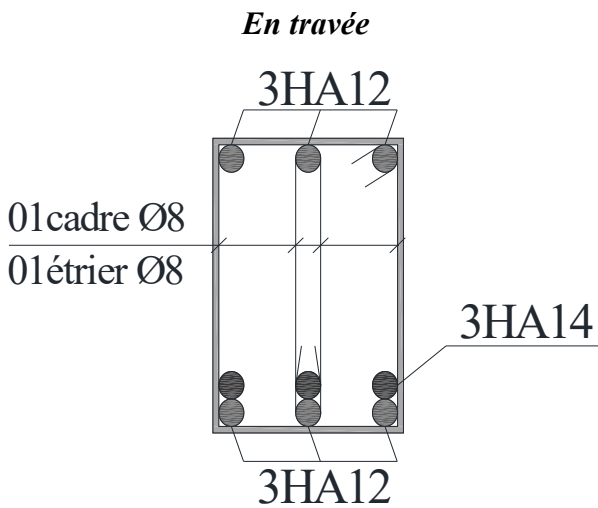


Annexe 06

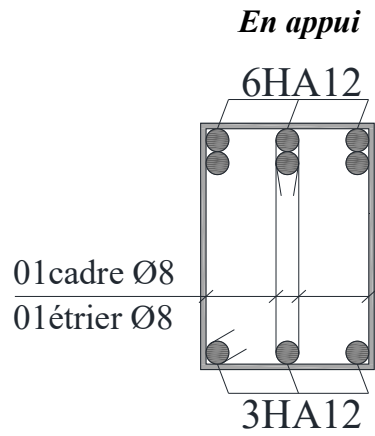
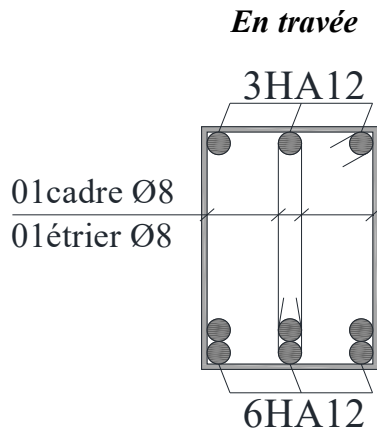
Schémas de ferrailage des poutres



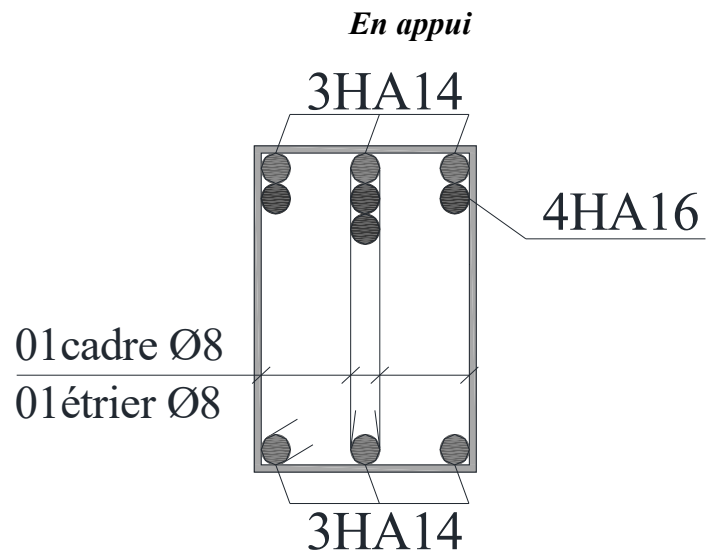
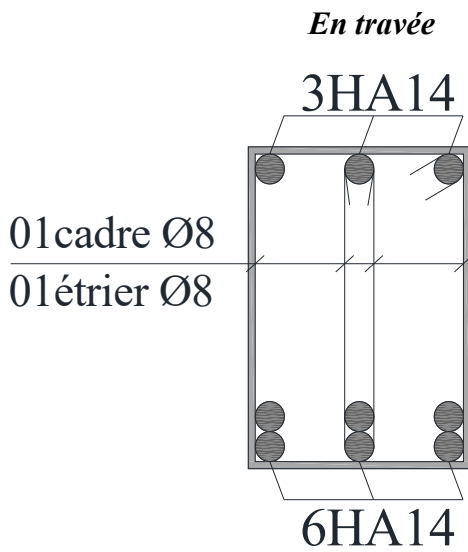
Poutre principale (30 × 45)



Poutre secondaire (30 × 50)

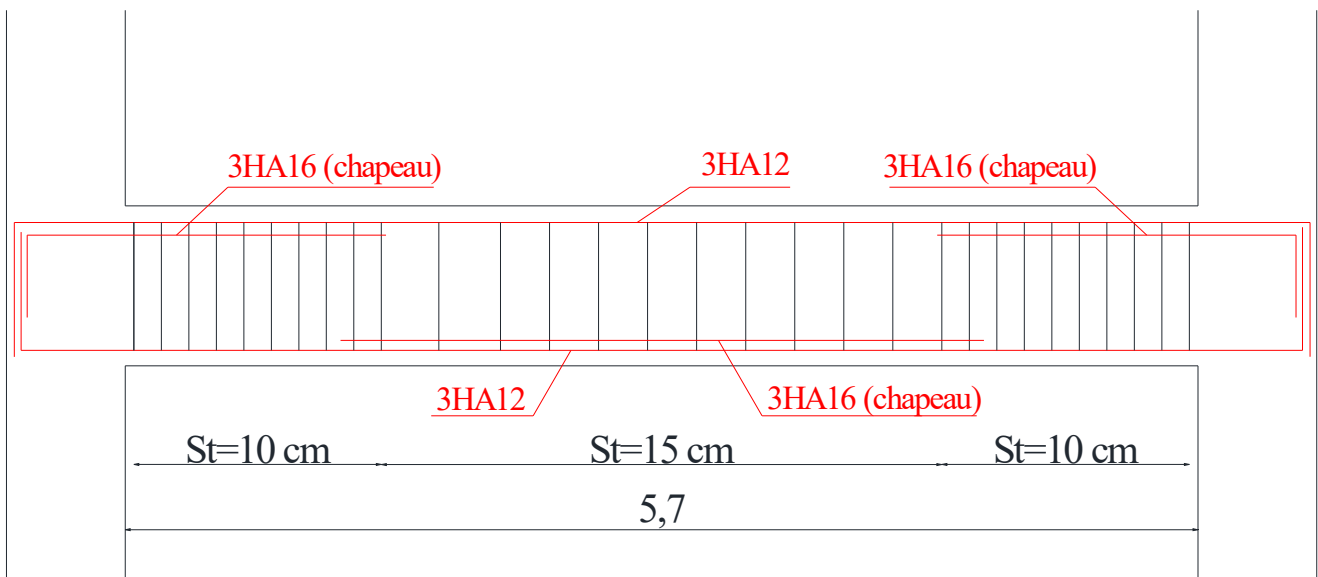


Poutres secondaires (30 × 40)



Poutres (30 × 40) associée aux voiles

Schéma de ferrailage transversal de la poutre principale (30 × 50)



Annexe 07

Schémas de ferrailage des voiles

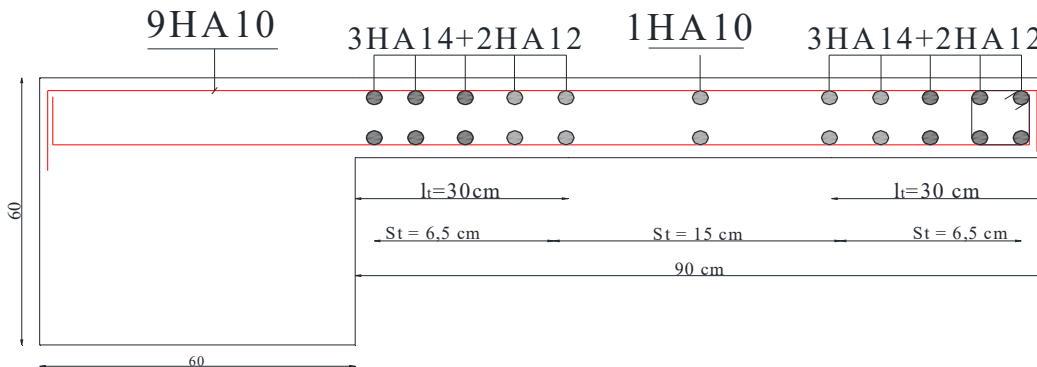


Schéma de ferrailage des voiles V_{x2} de l'entresol 02 à l'étage 01

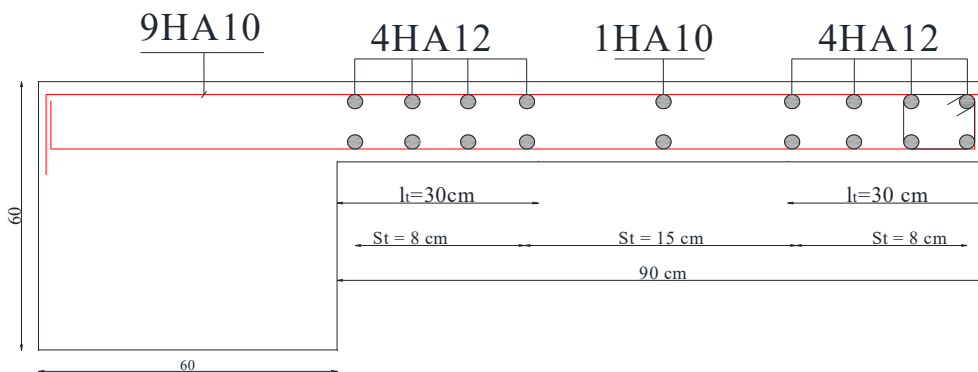


Schéma de ferrailage des voiles V_{x3} et V_{x4} de l'entresol 02 à l'étage 01

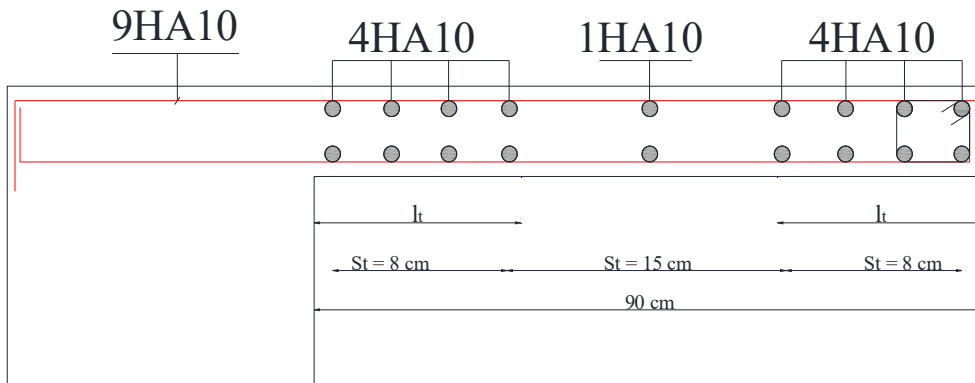


Schéma de ferrailage des voiles Sens x des étages 02 jusqu'à l'étage 09

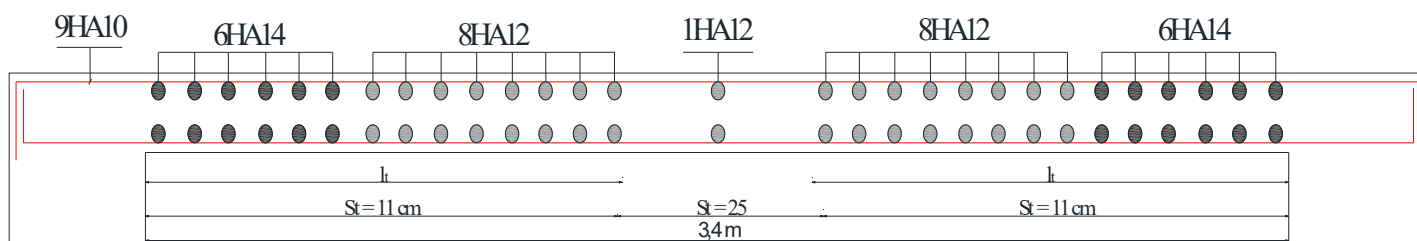


Schéma de ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y2} de l'entresol 02 jusqu'à l'étage 01

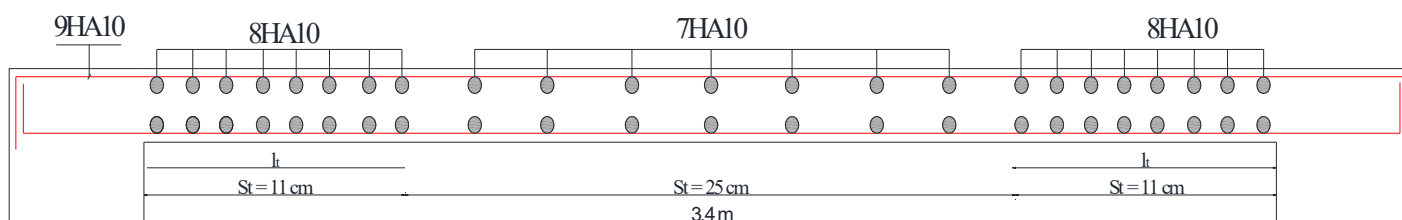


Schéma de ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y2} de l'étage 02 jusqu'à l'étage 09

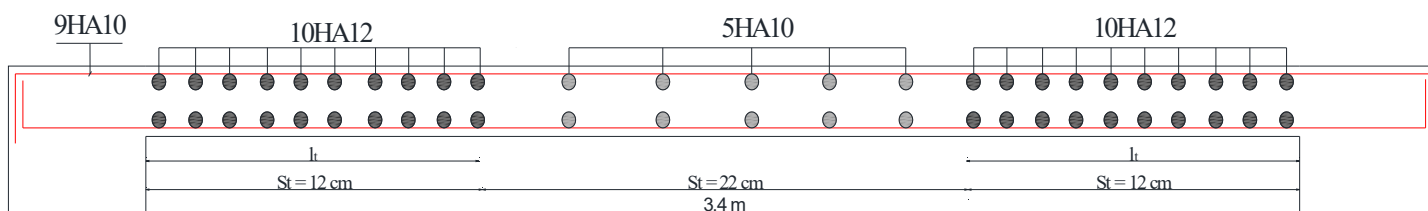


Schéma de ferrailage des voiles V_{y3} et V_{y4} de l'entresol 02 jusqu'à l'étage 01

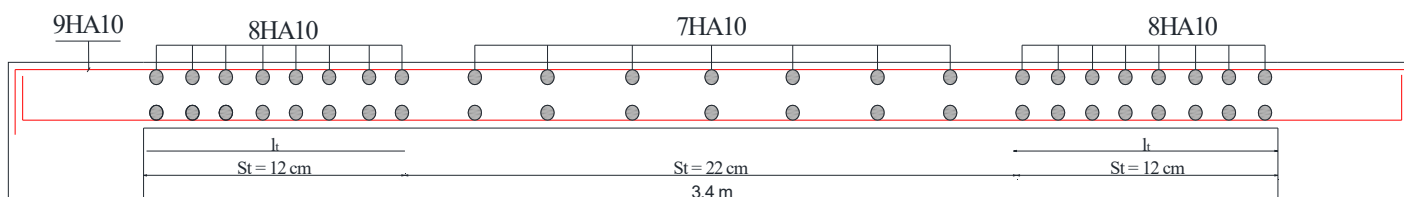


Schéma de ferrailage des voiles V_{y3} et V_{y4} de l'étage 02 jusqu'à l'étage 09

Caractéristiques Géotechniques des Couches:

Sondage N° 01:

L'angle de frottement interne peut être estimé de la manière suivante:

$$\phi = 36^\circ + \phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4$$

$$\phi_1 = -6^\circ \text{ (Compacité: lâche)}$$

$$\phi_2 = 0^\circ \text{ (Formé et rugosité des grains: moyen)}$$

$$\phi_3 = 0^\circ \text{ (grosseur des grains: fin)}$$

$$\phi_4 = 0^\circ \text{ (Répartition granulaires: Moyenne)}$$

$$\text{D'où } \phi = 30^\circ$$

$$C = 0 \text{ (Cohésion nul)}$$

S	Couches N°	Profondeur (m)	Φ_u (Degrés)	Cu (Bars)	Densité sèche (T/m^3)
S1	2	D1=1m D2=1.5m D3=2m	30°	0	1,712

ϕ	N_γ	N_q	N_c
30°	18.10	18.40	30.00

La contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par la formule suivante:

$$q_a = \gamma D + (q_u - \gamma D)/f; \quad f=3 \text{ (ELS)}$$

$$f=2 \text{ (ELU)}$$

Tableau récapitulatif des résultats de calcul de la contrainte admissible

Couches	D (m)	B (m)	L=10B (m)	N_γ	N_q	N_c	q_u (Bars)	q_a (Bars) ELS	q_a (Bars) ELU
Tuf caillouteux	1.00	1.00	10.00	18.10	18.40	30	4.66	1.67	2.50
	1.50	1.00	10.00	18.10	18.40	30	4.66	1,72	2.58
	2.00	1.00	10.00	18.10	18.40	30	4.66	1,78	2.67

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Après exploitations des résultats des essais effectués ; l'analyse subséquente qui a été faite nous amène à conclure ce qui suit :

1-Contexte Géologique

Le sol de fondations de l'ouvrage est constitué d'une formation géologique appartenant au terrain sédimentaire composés de.

a -Les Flyschs Kabyles :

En Kabylie les nappes de flyschs sont charriées à la fois sur les zones externes et sur les zones internes (BOUDIAF .A.1996).

Les flyschs kabyles ont été définis et subdivisés en flyschs maurétaniens va de la base du crétacé inférieur (calcaire fins à calpionelles) à l'Yprésien-lutétien (conglomérats) l'essentiel du flyschs « albo-aptien » se rattache au flyschs massylien les flyschs kabyles se trouvent aussi bien en position interne qu'externe.

Ce sont des nappes qui se sont mises en place au burdigalien (BOUDIAF .A.1996).

Selon Bouillin (1986) les flyschs se sont déposés au sud de la marge des kabylies lorsque ces dernières étaient encore accolées au continent européen.

b-Le Quaternaire :

Dans la région de la soummam le quaternaire, occupe le fond de la cuvette creusée par l'oued soummam et ses affluents il comprend les plus importants cônes de déjection des affluents en rive gauche de l'oued Sahel-Soummam . la plaine alluviale de la soummam est formée de cinq terrasses quaternaires.

Ce type du sol possède une capacité portante moyenne .

2- Qualité géotechnique du sol de fondation

Les résultats des essais en laboratoire ont montrés que le sol de fondation possède des caractéristiques géotechniques moyennes.

Il s'agit d'un sol surconsolidé, moyennement compressible et non gonflant.

3 - Sismicité :

Selon la classification du R.P.A 99 version 2003, basée sur les résultats des essais du pénétromètre le terrain étudié est classé comme étant un sol meuble de catégorie S3.

Aussi d'après le R.P.A 99 versions 2003 la région d'Akbou W-Bejaia est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

4- Analyse Chimique

Les résultats de l'analyse chimique de sol révèlent une agressivité faible Vis-à-vis du béton de l'infrastructure selon la norme NF.P 18-011 du 06/92.

A cet effet pas de mesures, particulières le béton doit être fabriqué suivant les règles de l'art et doit être compact par ses qualités intrinsèques.

5- Mode de fondation :

Au vue des résultats obtenus des essais au pénétromètre dynamique , les essais de chargement à la plaque, les essais en laboratoire et en tenant compte les charges de l'ouvrage nous vous suggérons le mode de fondation suivant :

- Des fondations superficielles type **radier général**.
- Un taux de travail admissible du sol de fondation et d'ancrage à partir du niveau du terrain actuel comme suit :

Couches	D (m)	B (m)	L=10B (m)	Q_u (Bars)	Q_a (Bars) ELS	Q_s (Bars) ELU
Tuf caillouteux	1.00	1.00	10.00	4.66	1.60	2.40
	1.50	1.00	10.00	4.66	1.70	2.55
	2.00	1.00	10.00	4.66	1.75	2.62

6- Topographie :

Le terrain est homogène dans sont ensemble, présentant une pente ascendante Ouest-Est ce qui à nécessité d'implanter l'ouvrage en trois assiettes de niveaux différents. A cet effet une attention particulière doit être accordée au niveau des joints des blocs lors de la conception de l'ouvrage.

Aussi il y'a lieu de s'éloigner le maximum de l'oued en prévoyant également une protection adéquate de la construction contre les inondations notamment à proximité de cet endroit.

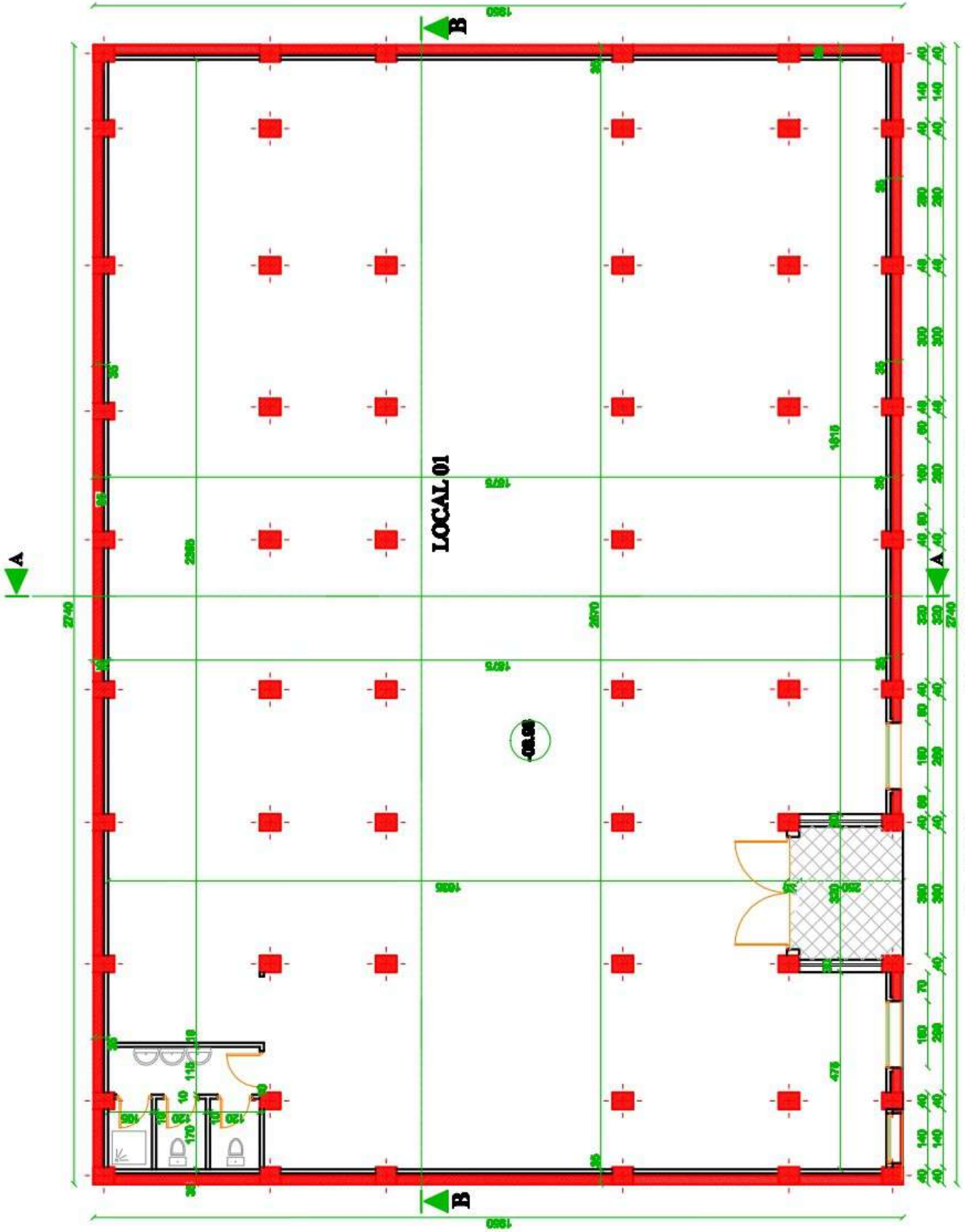
7- Tassement:

Le tassement max calculé est de l'ordre de 2,84 cm qui est inférieur au tassement admissible fixé par les règlements à 5 cm pour les bâtiments à ossature fondés sur radier.

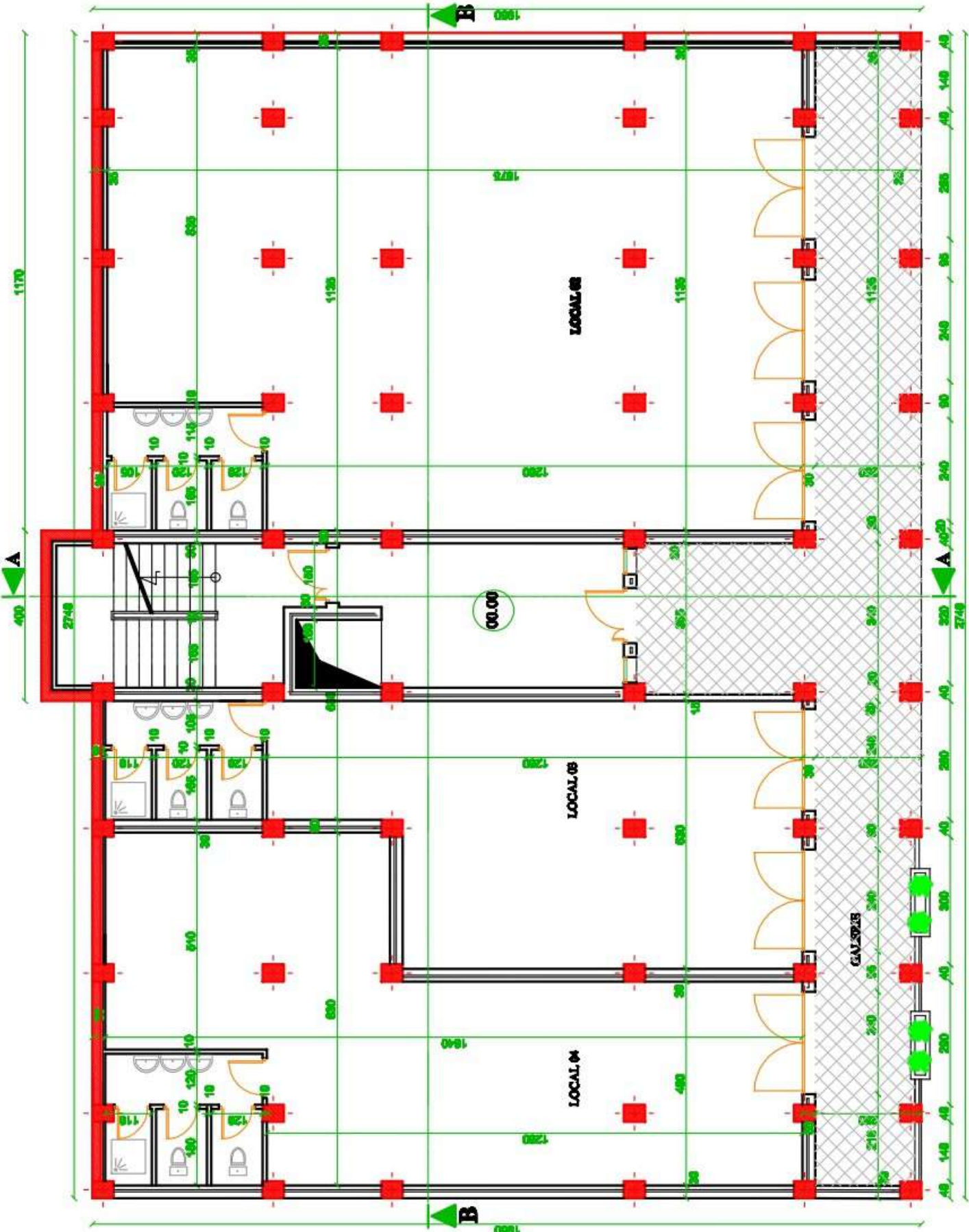
Restons à Votre entière disposition.

Veuillez Recevoir, Monsieur, Nos Meilleures Salutations

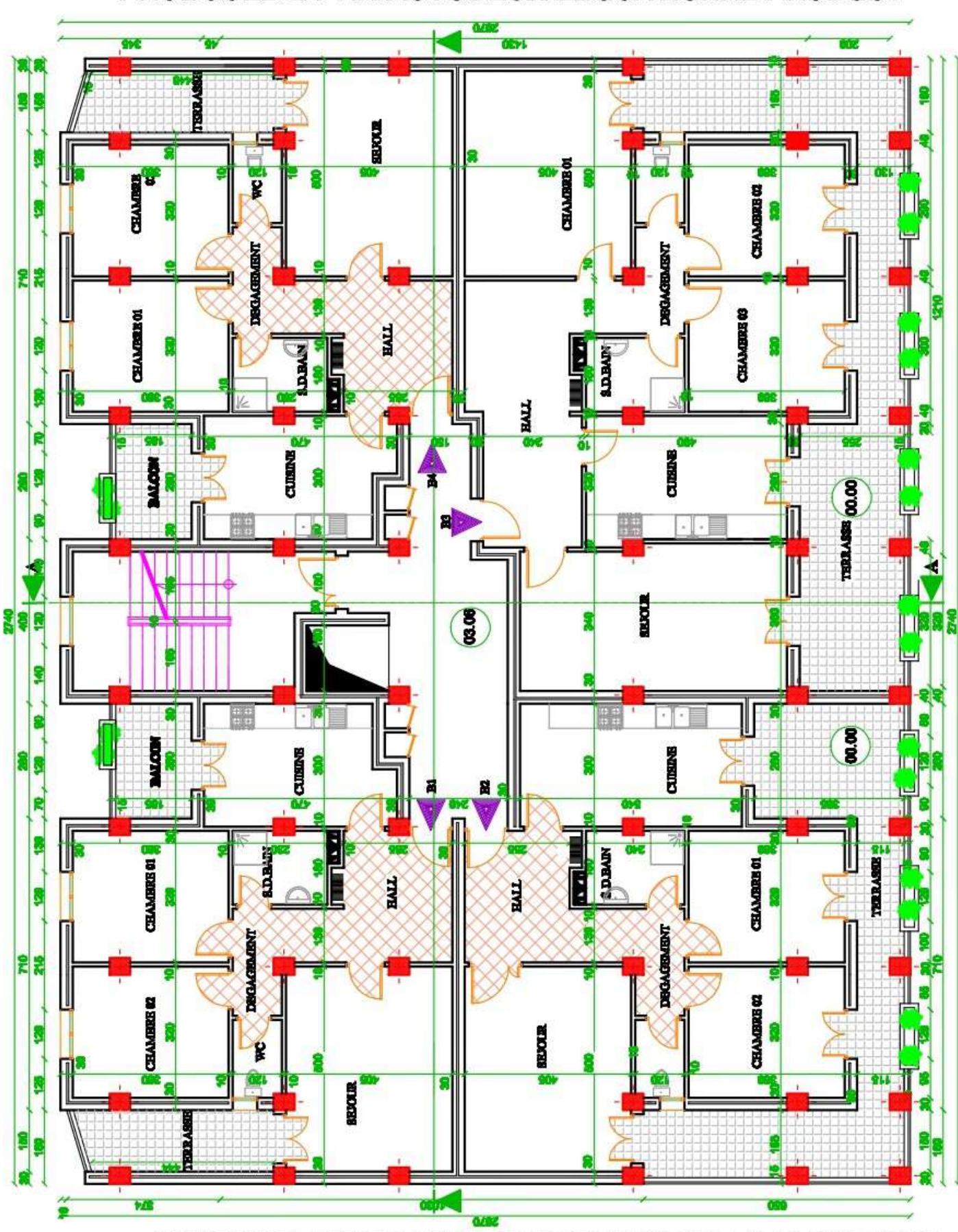
Le Gérant



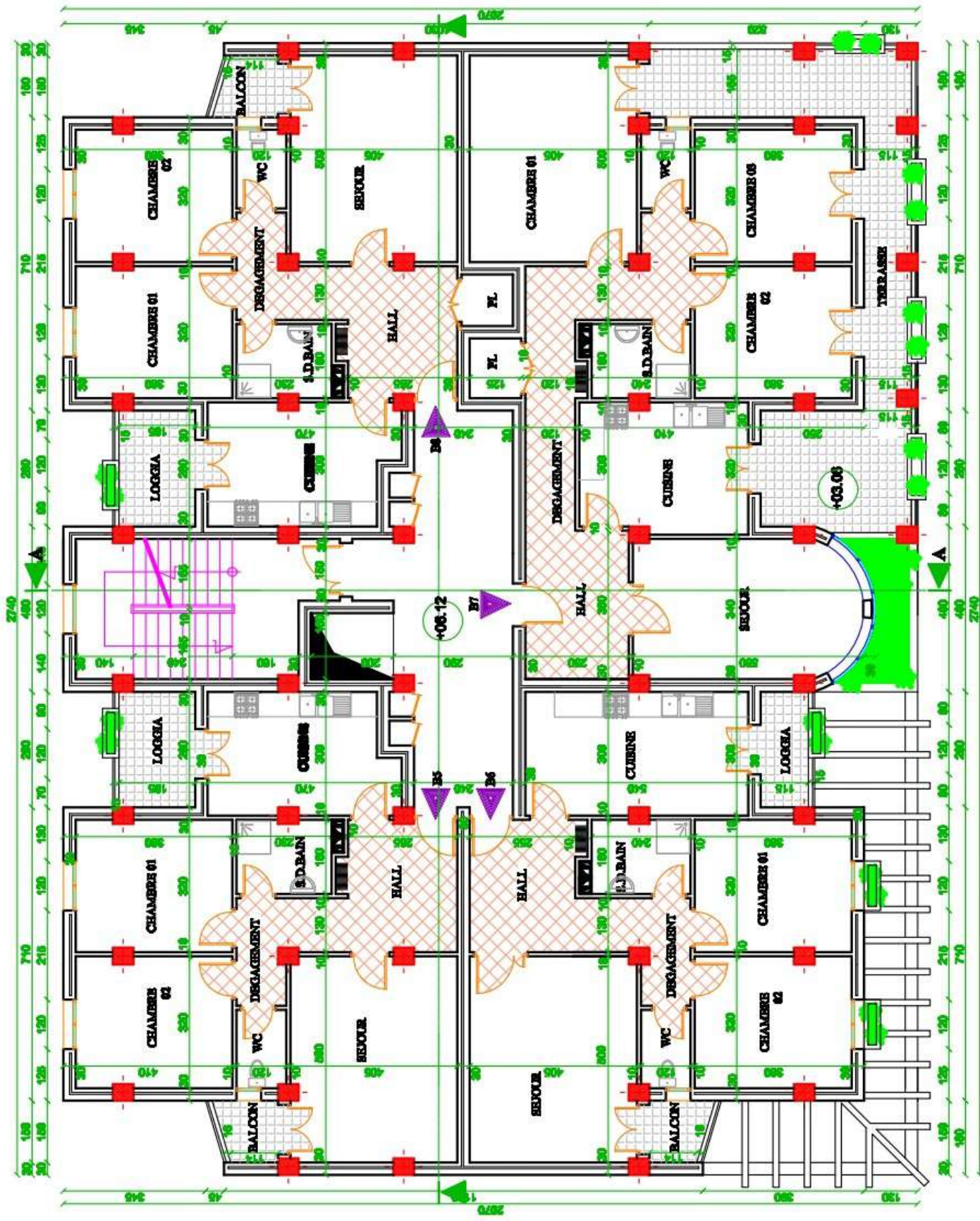
BLOC B **PLAN SOUS SOL 02**
ECH: 1/100



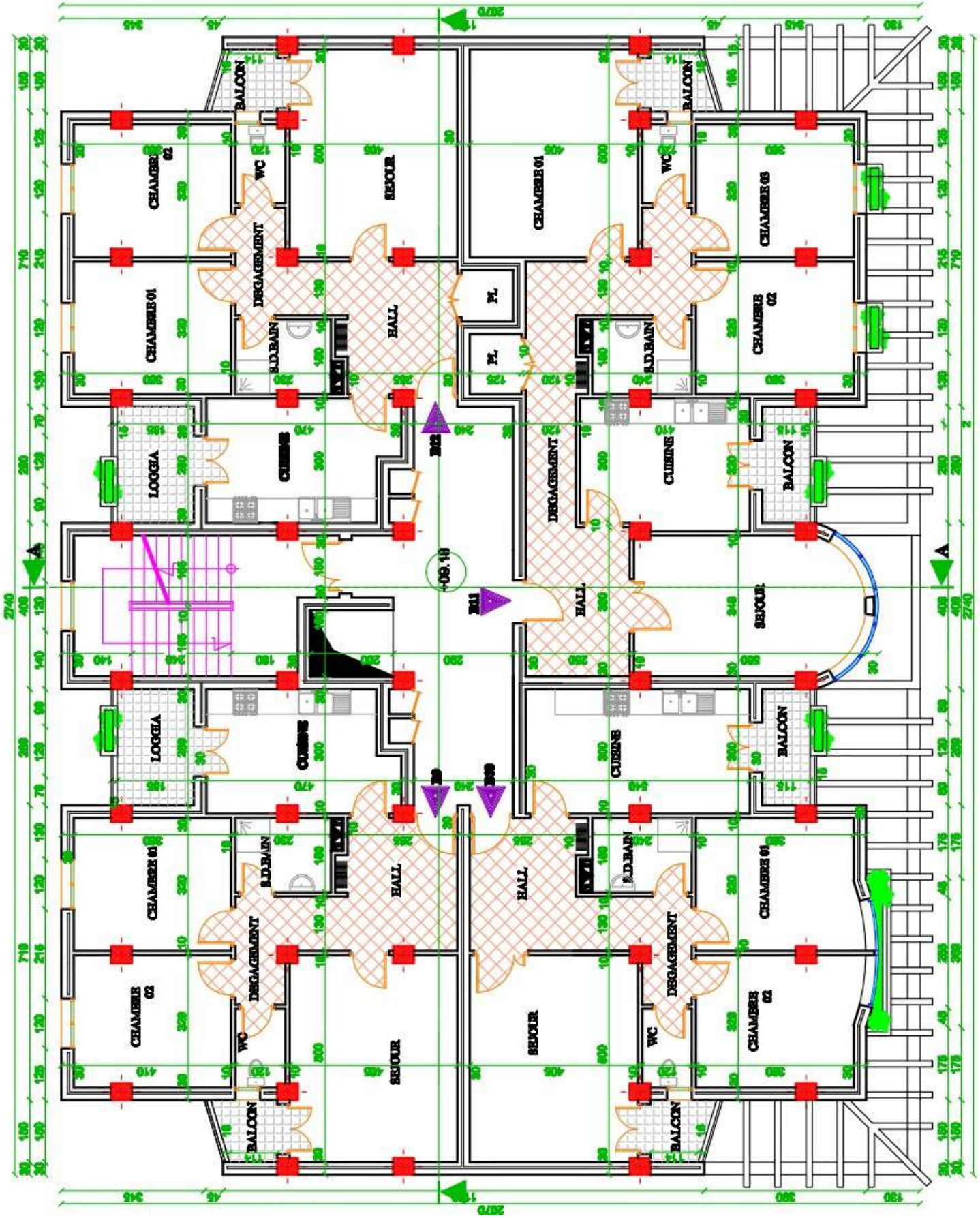
BLOC B **PLAN ENTREE SOL 01**
ECH: 1/100



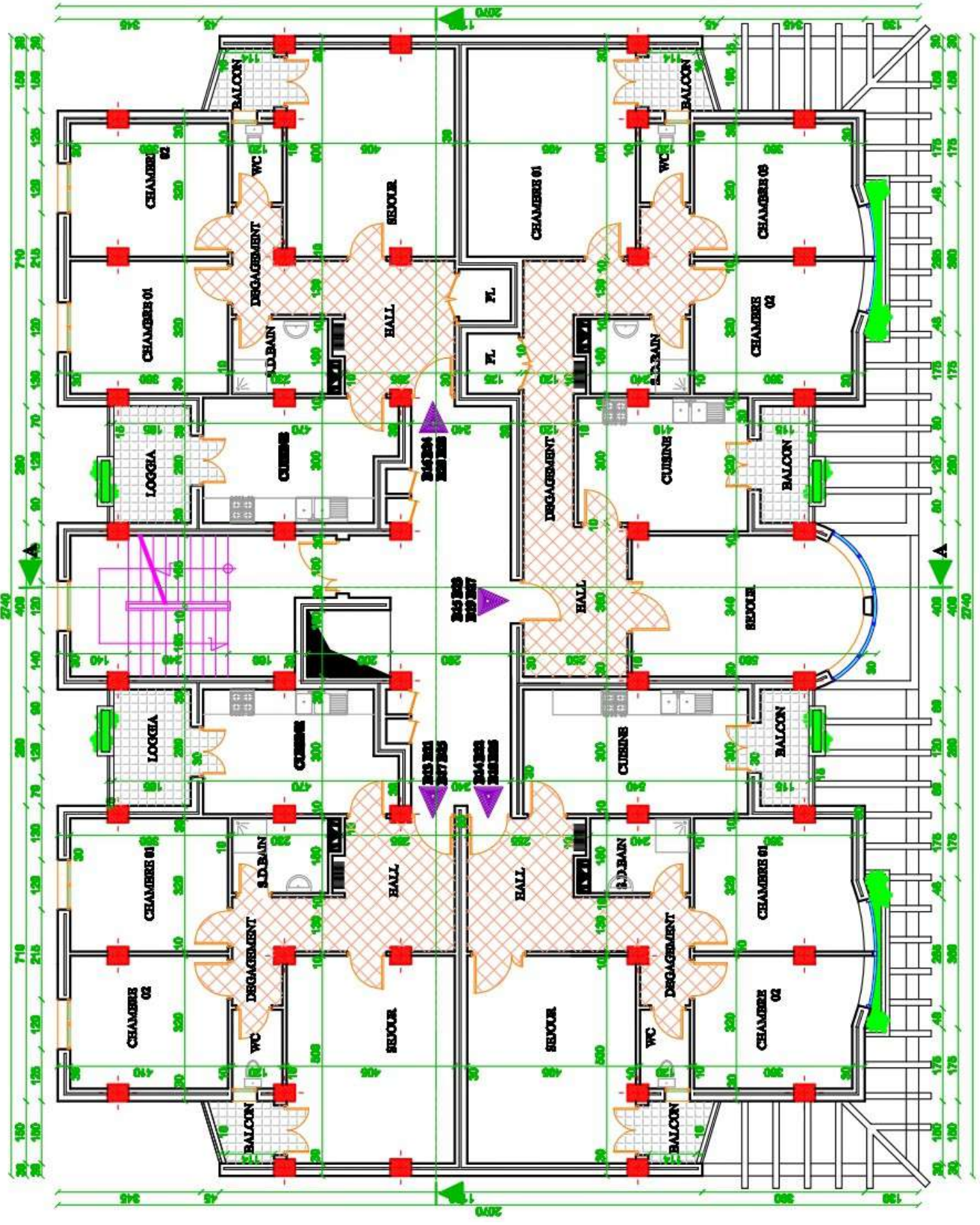
BLOC B
PLAN RDC
ECH: 1/100



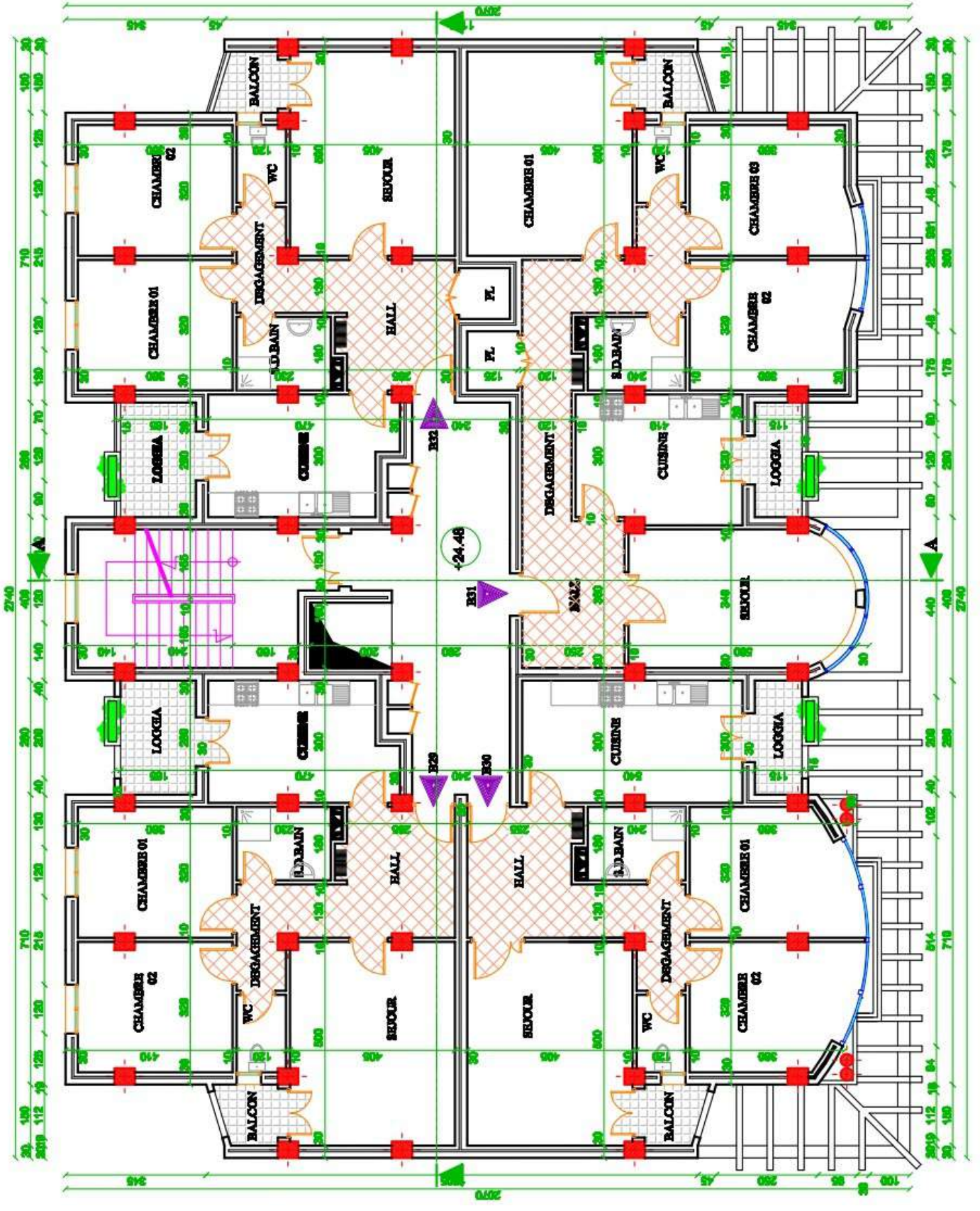
BLOC B PLAN ETAGE 01
ECH: 1/100



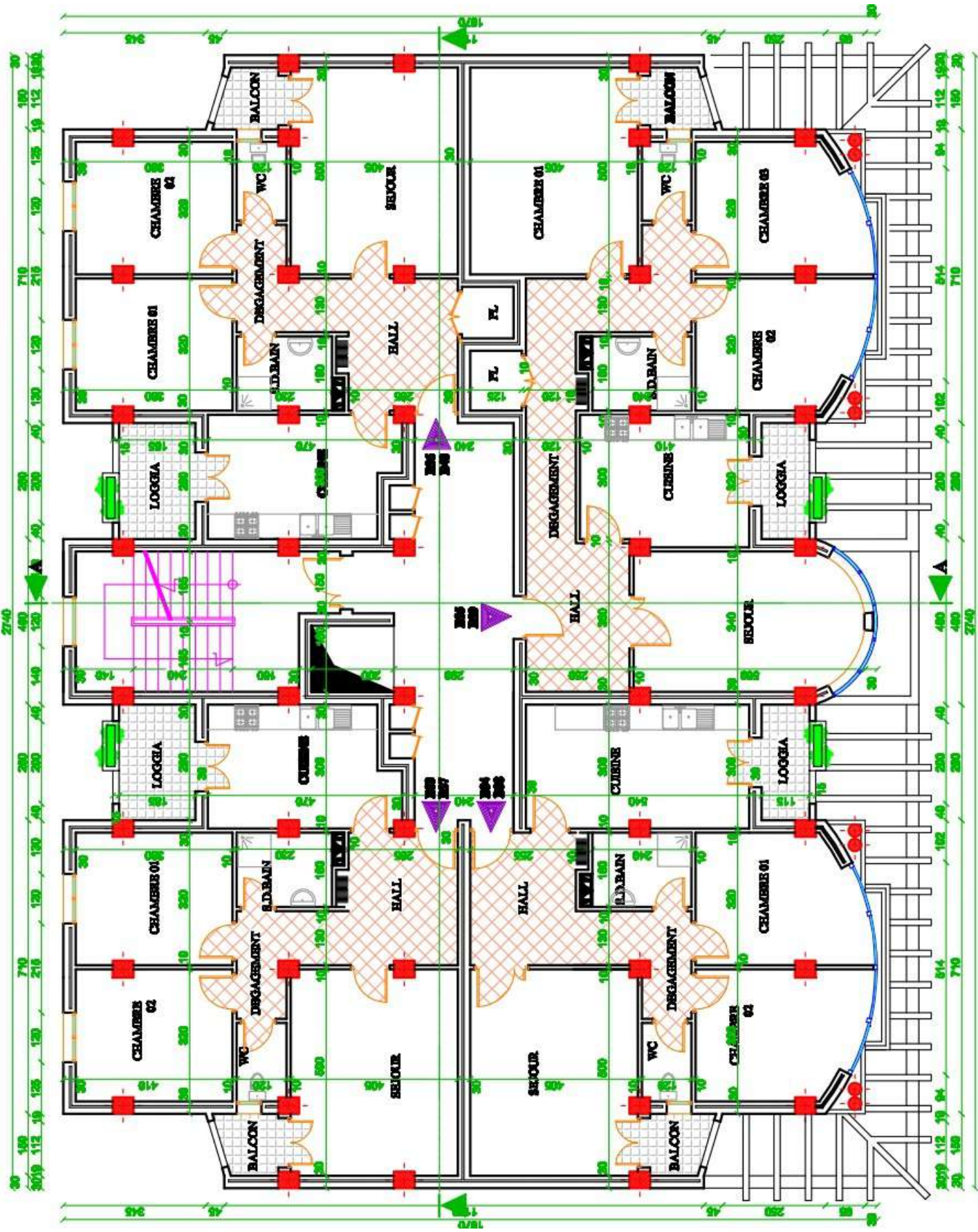
BLOC B **PLAN ETAGE 02**
ECH: 1/100



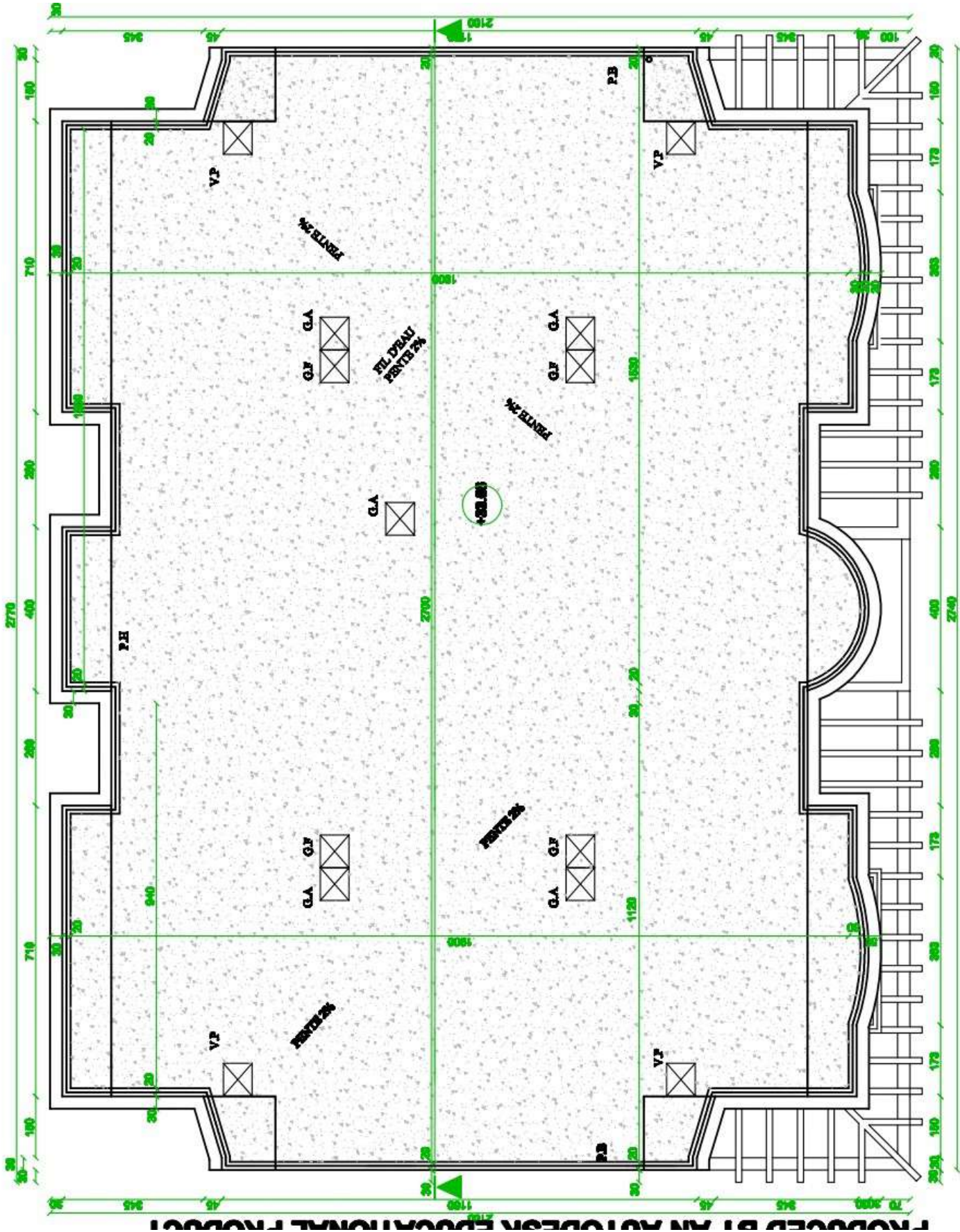
BLOC B PLAN ETAGE 03, 04, 05 ET 06
 ECH: 1/100



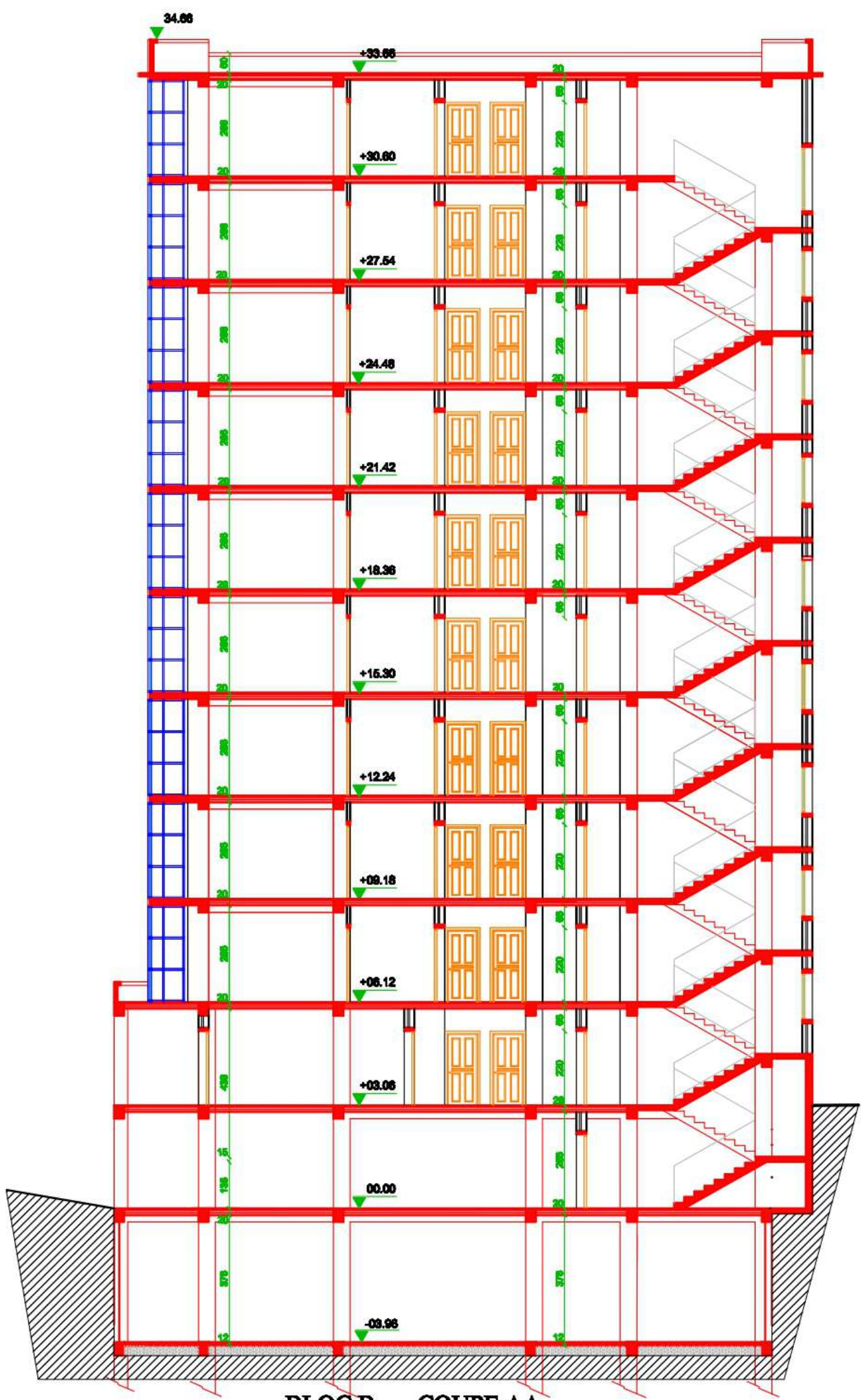
BLOC B **PLAN ETAGE 07**
ECH: 1/100



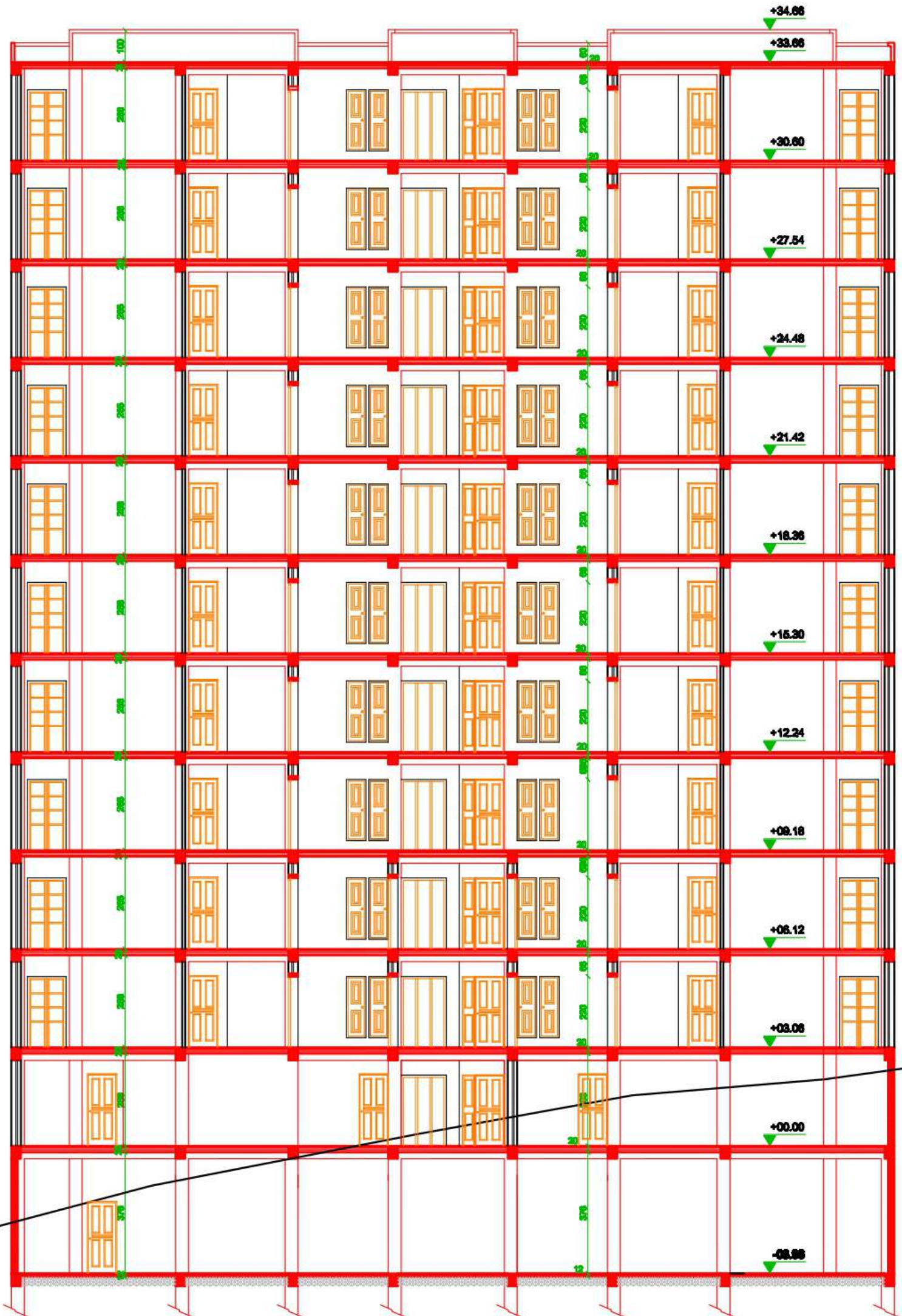
BLOC B **PLAN ETAGE 08, 09**
ECH: 1/100



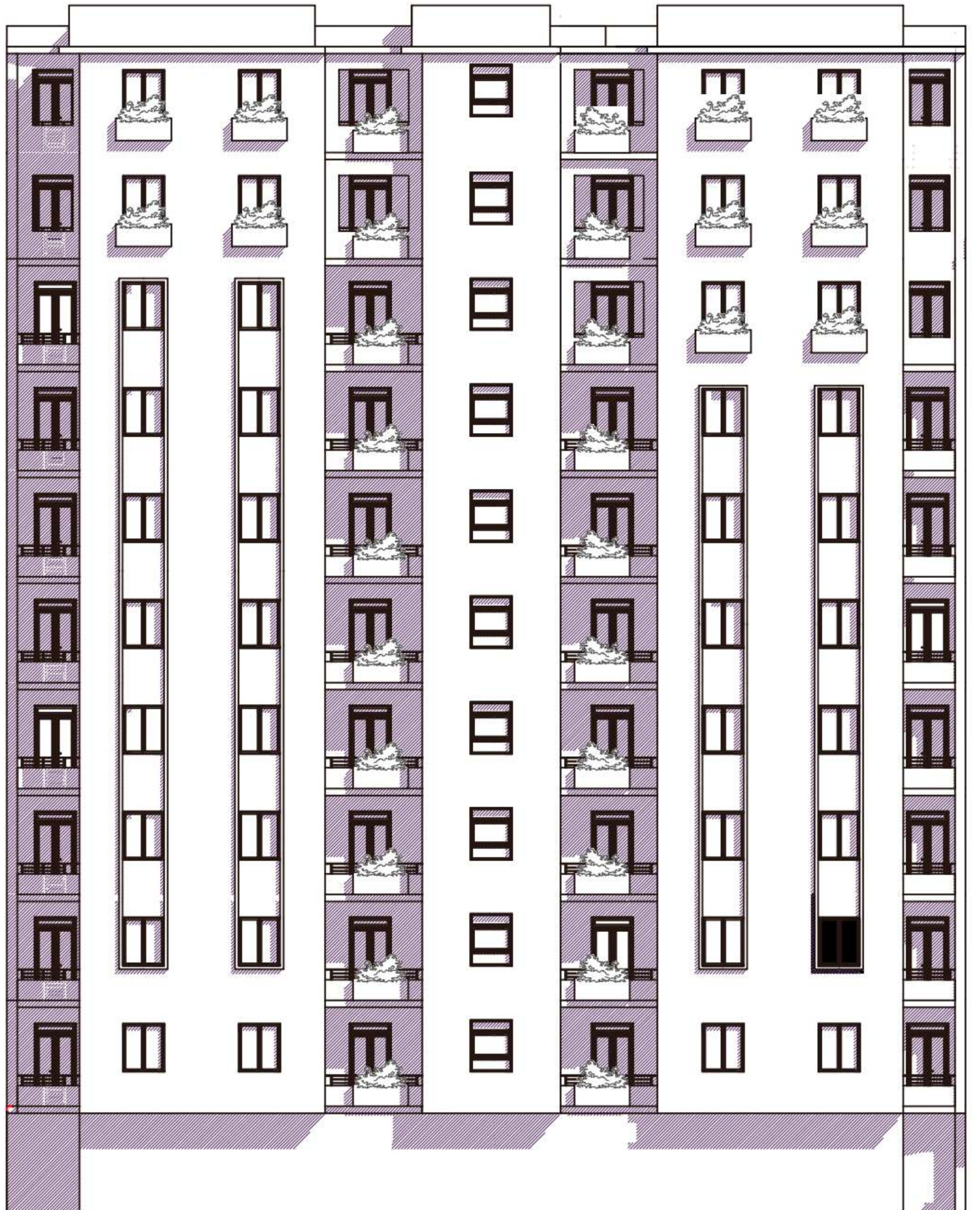
BLOC B PLAN TOITURE
ECH: 1/100



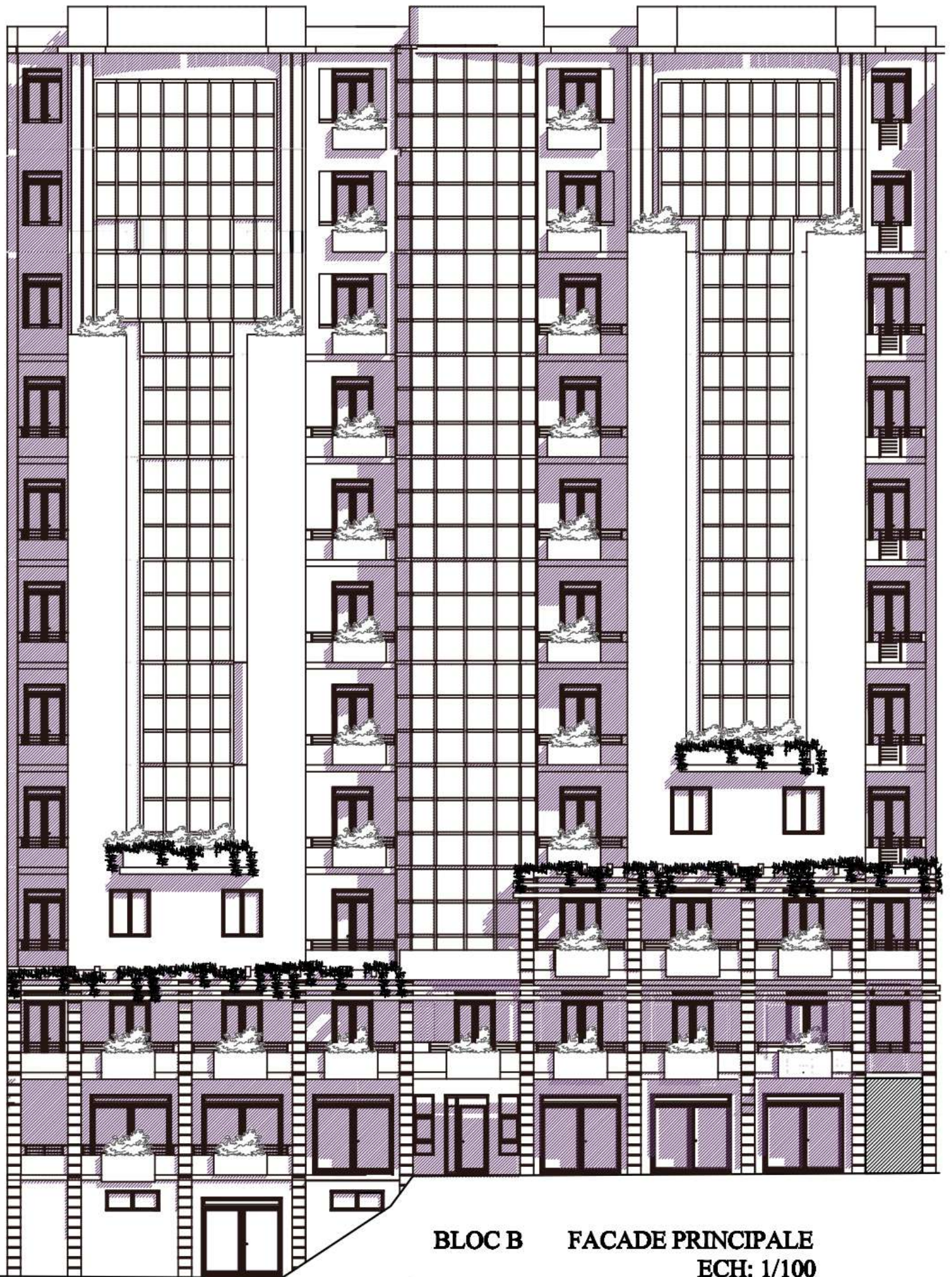
BLOC B COUPE AA



BLOC B COUPE BB



BLOC B FACADE POSTERIEURE
ECH: 1/100



BLOC B **FACADE PRINCIPALE**
ECH: 1/100